

MODELAÇÃO NUMÉRICA DA PONTE FERROVIÁRIA EM ALVENARIA DE PEDRA SOBRE O RIO LEÇA

Valter dos Santos Adrião

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de
Mestre Em Engenharia Civil – Especialização Em Estruturas

Orientador: Professor Doutor António José Coelho Dias Arêde

Coorientadores: Professora Doutora Cristina Margarida Rodrigues Costa
Mestre Rúben Filipe Pereira da Silva

JUNHO DE 2018

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2017/2018

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446



miec@fe.up.pt

Editado por Valter Dos Santos Adrião

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440



feup@fe.up.pt



<http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2017/2018 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2018.*

As opiniões e informações incluídas neste documento representam unicamente o ponto de vista do respetivo Autor, não podendo o Editor aceitar qualquer responsabilidade legal ou outra em relação a erros ou omissões que possam existir.

Este documento foi produzido a partir de versão eletrónica fornecida pelo respetivo Autor.

A meus pais

*“Talvez não tenha conseguido fazer o melhor, mas lutei para que o melhor fosse feito.
Não sou o que deveria ser, mas Graças a Deus, não sou o que era antes”*

Marthin Luther King

AGRADECIMENTOS

Desejo expressar os meus sinceros agradecimentos às pessoas e instituições que contribuíram na materialização deste trabalho, de uma forma especial:

Ao Professor António Arêde, que desde o primeiro contato, mostrou-se aberto à possibilidade de realizar este trabalho, pela dedicação e orientação incansável deste trabalho, e pela amizade desenvolvida.

À Professora Cristina Costa pela coorientação do trabalho durante todos estes meses, e pelas sugestões importantíssimas que culminaram na sua realização.

Ao Mestre Rúben Silva pela coorientação do trabalho, desde o primeiro dia em que foi extremamente importante semana após semana, transmitindo conhecimentos e ajudando em tudo que lhe era possível e pela amizade demonstrada ao longo deste percurso.

À Infraestruturas de Portugal pela cedência dos desenhos do projeto da ponte do Leça, e pela permissão de acesso à ponte para se fazer os ensaios de caracterização dinâmica.

Aos meus pais, pelo incentivo demonstrado durante todos estes anos e pelo financiamento do curso.

Aos meus amigos e camaradas, que sempre estiveram comigo nos bons e maus momentos, durante toda a caminhada feita, em especial a Suzana Rosa e Manuela Silva.

Ao Odair Tavares por me ter acolhido e orientado nos meus primeiros tempos na cidade do Porto.

Aos meus tios António Andrade, Conceição Vicente, Filinto Vicente, Ana Blanco, Salomé Furtado e Maria Luísa Lima por todo o apoio e preocupação demonstrado durante todo este percurso.

À Professora Maria do Carmo que me ajudou no momento que mais precisava e pelo carinho que tem por mim.

RESUMO

A presente dissertação tem como propósito fazer um estudo experimental e numérico de uma ponte ferroviária em arco de alvenaria de pedra, por forma a se compreender melhor a avaliação do comportamento estrutural deste tipo de pontes, associado a níveis de carga decorrentes da exploração ferroviária. O caso de estudo é a ponte ferroviária sobre o rio Leça, na linha do Minho, localizada próximo à estação de Ermesinde. A sua tipologia estrutural, ponte de pequeno vão com muros-ala, associada ao material de alvenaria de pedra granito usado na sua construção são muito comuns na rede ferroviária Europeia e em Portugal. A ponte tem cerca de 28 metros de comprimento, 18 metros de altura, com um único arco de 16 metros de vão e 4 muros-ala que suportam aterros.

Para tal a ponte é simulada numericamente por um modelo 3D de elementos finitos, desenvolvido em ANSYS, no qual as diferentes componentes da ponte são representadas por materiais homogêneos. O modelo numérico baseia-se nas características geométricas da ponte recolhidas nos desenhos originais de projeto da ponte, e a sua malha construída com o auxílio de outro programa, o GID. As propriedades dos materiais atribuídas às diferentes componentes da ponte são definidas com base em ensaios experimentais realizados em estruturas semelhantes de alvenaria de pedra e que se encontram disponíveis na bibliografia. É ainda realizado um ensaio de vibração ambiental com o objetivo de proceder à identificação de propriedades modais da ponte, e esses resultados servirão de base à calibração do modelo numérico.

A resposta da ponte em termos de cargas de serviço e capacidade de carga última da ponte, é avaliada usando modelos da ponte desenvolvidos em dois programas comerciais, o RING e o ANSYS, e adotando o modelo de carga normativo LM71. Com o modelo em RING foi possível obter fatores de segurança mínimos associados a mecanismos de rotura da ponte para diferentes posições de carga no tabuleiro. No modelo 3D em ANSYS foi avaliado a evolução da resposta da ponte sob carga estática incremental representando o tráfego ferroviário em diferentes configurações apropriadas no tabuleiro da ponte. Foi adotado um modelo não-linear para as propriedades do material de alvenaria e do enchimento.

Uma série de estudos paramétricos são realizados por forma a avaliar a resposta do modelo numérico da ponte para vários cenários de propriedades de material com recurso aos dois programas (RING e ANSYS) e fazendo uma comparação da aplicação de cada um deles.

PALAVRAS-CHAVE: pontes em arco de alvenaria, ações ferroviárias, modelação numérica, parâmetros constitutivos, avaliação estrutural.

ABSTRACT

The purpose of the following dissertation is to conduct an experimental and numerical study of a railway arch masonry bridge, aiming to have a better understanding of the structural behaviour assessment of this type of bridges. The case study is the railway bridge over Leça river, in Minho Railway Line, located near Ermesinde train station. Its structural typology consists of a structural system based on stone granite masonry arch and is very common in the European railway network particularly in Portugal. The bridge have 28 meters of total length, with one single arch of 16 meter span, 18 meters high and 4 wing walls sustaining embankments.

For this, a 3D FE numerical model of the bridge is developed in ANSYS, in which the different components of the bridge are represented by homogeneous materials. The geometric characteristics of the bridge are defined in accordance with drawings recollected from the original project, and its mesh constructed using another software, GID. The assigned material properties are based on material testing, performed in similar stone masonry structures and found in literature. A free vibration test are also carried out in the bridge in order to identify modal parameters of the bridge and the results will be used for calibration of the numerical model.

The load capacity is evaluated using two different models of the bridge, one built in RING software and the other in ANSYS, for the load case LM71. With the model developed in RING it was possible to obtain safety factors associated with collapse mechanisms for different positions in the deck. With the 3D FE model in Ansys the response of the bridge was evaluated under incremental static loading representing the railway traffic with appropriate configurations on the bridge deck. A nonlinear material model was adopted for the masonry and infill material.

A series of parametric studies is conducted to examine the response parameters of the bridge for different scenarios of material properties, using the two programs RINGS and ANSYS and comparing the results obtained with both of them.

KEYWORDS: masonry arch bridges; railway loads, numerical modelling, constitutive parameters, structural assessment.

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS	i
RESUMO	iii
ABSTRACT	v
 1. INTRODUÇÃO	 1
1.1.ENQUADRAMENTO.....	1
1.2. MOTIVAÇÃO	2
1.3.OBJETIVOS E ORGANIZAÇÃO	2
 2. PONTES EM ARCO DE ALVENARIA DE PEDRA	 5
2.1. INTRODUÇÃO.....	5
2.2. COMPONENTES DAS PONTES EM ARCO DE ALVENARIA	7
2.3. PROCESSOS CONSTRUTIVOS	8
2.4. PONTES FERROVIÁRIAS EM ALVENARIA DE PEDRA.....	11
2.4.1. SITUAÇÃO NA EUROPA	11
2.4.2. SITUAÇÃO EM PORTUGAL	14
2.5. SÍNTESE FINAL DO CAPÍTULO	18
 3. COMPORTAMENTO ESTRUTURAL DAS PONTES EM ARCO DE ALVENARIA	 19
3.1. ASPETOS DE DISTRIBUIÇÃO E TRANSMISSÃO DE ESFORÇOS	19
3.2. MODOS DE ROTURA	21
3.2.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS	21
3.2.2. MODOS DE ROTURA REFERENTES AO COMPORTAMENTO NA DIREÇÃO LONGITUDINAL	22
3.2.3. MODOS DE ROTURA REFERENTES AO COMPORTAMENTO NA DIREÇÃO TRANSVERSAL	25
3.3. CARATERIZAÇÃO DOS MATERIAIS E DO COMPORTAMENTO GLOBAL DA ESTRUTURA.....	26
3.3.1. CARACTERIZAÇÃO MECÂNICA E FÍSICA DA PEDRA	26
3.3.2. CARATERIZAÇÃO DAS JUNTAS DE ALVENARIA	28
3.3.3. CARATERIZAÇÃO DA ALVENARIA.....	29
3.3.3.1. ASPETOS GERAIS	29
3.3.3.2. RESISTÊNCIA À TRAÇÃO	31

3.3.3.3. RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO	32
3.3.3.4. ENSAIOS COM MACACOS PLANOS IN SITU	32
3.3.4. CARACTERIZAÇÃO DO ENCHIMENTO	33
3.3.4.1. ENSAIO TRIAXIAL	34
3.3.4.2. ENSAIO PRESSIOMÉTRICO	34
3.3.5. COMPORTAMENTO GLOBAL DA ESTRUTURA	35
3.4. METODOLOGIAS DE ANÁLISE PARA PONTES EM ARCO DE ALVENARIA DE PEDRA	36
3.4.1. MÉTODOS SIMPLIFICADOS	36
3.4.2. MÉTODOS SEMI-EMPÍRICOS	38
3.4.3. MÉTODO DA ANÁLISE LIMITE	38
3.4.4. ANÁLISE NUMÉRICA PELO MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS (MEF)	39
3.4.5. ANÁLISE NUMÉRICA PELO MÉTODO DE ELEMENTOS DISCRETOS	40
3.5. SÍNTESE FINAL DO CAPÍTULO	41
4. MODELAÇÃO NUMÉRICA DA PONTE DO LEÇA.....	43
4.1. INTRODUÇÃO.....	43
4.2. A PONTE DO LEÇA.....	43
4.3. ENSAIO EXPERIMENTAL DE IDENTIFICAÇÃO MODAL	47
4.4. MODELO NUMÉRICO	50
4.4.1. PROCESSO DE MODELAÇÃO	50
4.3.2. CARATERÍSTICAS DA PONTE	51
4.5. COMPARAÇÃO ENTRE OS MODOS DE VIBRAÇÃO DINÂMICA NUMÉRICA E EXPERIMENTAL	55
5. ESTUDOS PARAMÉTRICOS DAS PROPRIEDADES DOS MATERIAIS	57
5.1. INTRODUÇÃO.....	57
5.2. ANÁLISE PARAMÉTRICA COM O PROGRAMA RING.....	57
5.2.1. PARÂMETROS GEOMÉTRICOS	58
5.2.2. PARÂMETROS DOS MATERIAIS	59
5.2.3. MATERIAL DE ENCHIMENTO	60
5.2.4. MODELO DE CARGA	63
5.2.5. ANÁLISE DOS RESULTADOS	65
5.2.6. ANÁLISE DE SENSIBILIDADE	66
5.3. ANÁLISE PARAMÉTRICA COM O MODELO EM ANSYS.....	70
5.3.1. ANÁLISE LINEAR PARA AÇÕES DE SERVIÇO	70
5.3.2. COMPORTAMENTO EM SERVIÇO COM DIFERENTES CARACTERÍSTICAS DOS MATERIAIS	73
5.3.3. ANÁLISE NÃO-LINEAR COM INCREMENTO DE CARGA	74
5.3.4. ANÁLISE PARAMÉTRICA DA INFLUÊNCIA DOS PARÂMETROS NÃO-LINEARES	82
5.4. COMPARAÇÃO ENTRE OS RESULTADOS DO RING E ANSYS	87

6. CONCLUSÕES	89
6.1. CONCLUSÕES GERAIS	89
6.2. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS.....	90

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1 - Ponte do Coval, a) vista geral e b) vista do tabuleiro	1
Figura 2 - Ponte-Canal em Santo Antão (www.inforpress.publ.cv).....	2
Figura 3 - a) Ponte Romana de Trajano em Chaves (Ano II d.C.) (www.sapo.olhares.pt) e b) Ponte Medieval de Ucanha (século XII) (Robert Cortright).	5
Figura 4 - a) Ponte rodoviária do Soure (www.sapo.olhares.pt) b) Viaduto de Ovil e da Pala (ao fundo), linha do Douro (www.picssr.com) (Gil Monteiro).	6
Figura 5 – Constituição típica de pontes de alvenaria (extraído de Code, 1994).	7
Figura 6 - Tipos de arcos usados em pontes de alvenaria de pedra: a) arco de volta perfeita, b) arco abaulado, c) arco em ogiva e c) arco abatido, (www.xtec.cat).....	8
Figura 7 - Viaduto de De Roizon: a) construção dos encontros, b) construção do cimbrio do arco central, c) construção do arco central e d) fim da construção do arco e início do descimbramento (www.geologie-patrimoine-matheysine.fr).	9
Figura 8 - Ponte Vecchio (www.yamgu.com)	9
Figura 9 - Ponte de Vila Fria: a) Execução do cimbrio, b) Execução de talha-mar, c) Execução do arco e d) Ponte em fase final (Costa, 2007).	10
Figura 10 – Viaduto ferroviário de Cize-Boloson, França: a) na atualidade; b) durante a sua construção (www.bresse-revermont.fr).	11
Figura 11 – Viaduto ferroviário Landwasser, Suíça: a) na atualidade; b) durante a construção (www.alamy.pt).	12
Figura 12 – Ponte ferroviária Solkan, Eslovénia: a) na atualidade; b) construção e estrutura cimbrio (www.alamy.com).	12
Figura 13 – Distribuição das pontes ferroviárias Europeias: a) por ano e material de construção, b) por dimensões do seu vão, (adaptado de (SB, 2007)).	13
Figura 14 – a) Locomotiva D. Luiz I e carruagem D. Maria Pia usadas na inauguração do troço Lisboa - Carregado (F. C. Gulbenkian, 1856); b) Fecho do arco da ponte D. Maria Pia (F. C. Gulbenkian, 1877).	14
Figura 15 – Mapa Ferroviário português: a) no ano de 1955; b) rede atual e vias desativadas (após 1974) (“160 anos na linha” in expresso.sapo.pt).	15
Figura 16 - Gráfico circular com as percentagens das obras-de-arte por tipologia.	15
Figura 17 - Gráfico circular com as percentagens das pontes de alvenaria por tipologia.	16
Figura 18 – Gráfico circular com a percentagem de tipologia de pontes na linha do Minho.	16
Figura 19 - a) Passagem hidráulica, b) passagem inferior, c) Ponte do Tâmega e d) Viaduto da Pala.....	17
Figura 20 – Tipologias de pontes de alvenaria de pedra: a) Viaduto de Durrães (linha do Minho), b) Ponte da Ribeira Carvalha (linha do Tua), c) Ponte da Areosa (linha do Minho) e d) Ponte de Poço de Santiago (ramal de Viseu).	17

Figura 21 - Representação de funcionamento das pontes de alvenaria na direção longitudinal: a) degradação das cargas pontuais, b) bolbo de pressão sobre o arco, c) e d) impulsos do enchimento sobre o arco (Costa, 2009).....	19
Figura 22 - Representação do funcionamento das pontes de alvenaria na direção transversal: a) degradação das cargas pontuais e b) impulsos sobre os muros-tímpano (Costa, 2009).....	19
Figura 23 - a) Mecanismo de 4 rótulas, b) mecanismo de 5 rótulas, (adaptado de (Costa, 2009)).	23
Figura 24 - Influência da qualidade do enchimento na formação de rótulas no arco (adaptado de (Costa, 2009)).	23
Figura 25 - Mecanismo de rotura por “snap-through” de três rótulas, (adaptado de (Wang, 1995)).....	23
Figura 26 - Rotura por escorregamento das aduelas do arco (Gilbert, 2007).	24
Figura 27 - Esmagamento nos tímpanos (Gilbert, 1993).	25
Figura 28 - Mecanismo multi-arco de 7 rótulas (Gilbert, 2007).....	25
Figura 29 - Modos de rotura associados aos muros-tímpano (adaptado de (Costa, 2009)).....	26
Figura 30 - Extração de carotes da base do intradorso de um arco da ponte da Lagoncinha: a) fase de perfuração de um bloco de pedra e b) aspeto final do interior de um furo de amostragem, (Costa, 2009).	26
Figura 31 – Ensaio de caracterização mecânica da pedra: a) Ensaio de compressão uniaxial (www.perta.pt) e b) ensaio de compressão diametral (www.docplayer.com.br).	27
Figura 32 - Ensaio para a determinação do módulo de elasticidade, (www.testlab.eu). (Costa, 2009)	28
Figura 33 - Esquematização do ensaio de corte (Costa, 2009).....	28
Figura 34 - Tipologia das alvenarias de pedra: a) regular com juntas preenchidas com argamassa, b) regular sem preenchimento nas juntas, c) irregular com as juntas preenchidas com argamassa e d) irregular sem preenchimento nas juntas.	29
Figura 35 - Curvas tensão-deformação para diversos materiais.	30
Figura 36 - Comportamento de materiais quasi-frágeis dos esforços: a) tração, b) compressão e c) corte, (Lourenço, 1998).	30
Figura 37 - Gráfico tensão-deslocamento típico para esforços de tração paralelos às juntas horizontais: a) colapso através das juntas entre unidades de alvenaria e b) colapso através das unidades de alvenaria e das juntas, (Lourenço, 1998).	31
Figura 38 - Compressão uniaxial da alvenaria: a) alvenaria comprimida, b) esquema representativo de tensões na argamassa e no bloco de alvenaria e c) modo de rotura da alvenaria, (Oliveira et al., 2003).	32
Figura 39 - Ensaio de macacos planos (www.mebel-shops.spb.ru).....	33
Figura 40 - Ensaio triaxial (www.iesb.blackboard.com).	34
Figura 41 - Pressiômetro de Ménard, (www.celigeo.fr)	34
Figura 42 - Ensaio de vibração ambiental: a) sistema de aquisição, b) acelerómetros uniaxiais na direção Y e Z, c) acelerómetros instalados no muro da ponte e d) acelerómetro uniaxial na direção Z.....	35

Figura 43 - Regras empíricas para o projeto de arcos de pontes propostas por Alberti, (Proske and van Gelder, 2009).....	36
Figura 44 - Estratégia de modelação para estruturas de alvenaria pelo método dos elementos finitos: a) micro-modelação detalhada (juntas de espessura não nula), b) micro-modelação simplificada (juntas de espessura nula) e c) macro-modelação, adaptados de (Lourenço, 1998).....	39
Figura 45 - Modelo 3D da ponte de S. Lázaro: a) Malha de blocos e b) de juntas.....	40
Figura 46 - Imagem antiga da ponte do Leça: a) vista de jusante (www.c.geneal.over-blog.com) e b) vista de montante (www.beladermesinde.blogspot.com/2010/12).....	43
Figura 47 - Vistas atuais da Ponte do Leça: a) vista de jusante e b) vista de montante.	44
Figura 48 - Desenhos do projeto da Ponte do Leça: a) alçado, jusante b) planta e c) corte transversal (arquivos da IP).	44
Figura 49 - Exemplos de comboio que passam na linha do Minho: a) comboio suburbano (João Silva, 2011 – www.trains.smugmug.com) e b) comboio siderúrgico (Gil Monteiro, 2016).	45
Figura 50 - Diagrama de procedimentos para intervenção em pontes (Costa, 2009)	45
Figura 51 - Identificação de anomalias na ponte do Leça.....	46
Figura 52 – Esquema de ensaio: a) vista em alçado e b) vista em planta.....	47
Figura 53 – Ensaio de vibração ambiental da ponte do Leça.	48
Figura 54 – Espectro dos valores singulares médios e normalizados calculados com as acelerações medidas nas direções transversal e vertical.....	48
Figura 55 – Configurações modais (vistas de topo e alçado), de 2 modos de vibração experimentais...49	
Figura 56 - Imagens retiradas do Autocad 2018: a) Modelo global, b) arco, c) pilares e d) muros-tímpano.	50
Figura 57 - Imagens extraídas do GID a) superfícies e volumes do modelo, b) superfícies e volumes da fundação, c) malha no plano XZ e d) malha no plano YZ.	51
Figura 58 – Imagem do modelo global em ANSYS com as restrições de deslocamentos segundo X, Y e Z.....	51
Figura 59 - Legenda dos elementos que constituem a ponte.	52
Figura 60 – 8 primeiros modos de vibração numéricos e as respetivas frequências da Ponte do Leça.	54
Figura 61 - Parâmetros geométricos definidos para o pilar-encontro esquerdo.	58
Figura 62 - Parâmetros geométricos definidos para o arco e o vão da ponte.	58
Figura 63 - Propriedades do material da alvenaria.	59
Figura 64 - a) e b) Propriedades do material de enchimento, c) propriedades das travessas e do balastro.....	59
Figura 65 – Esquema de degradação da carga em profundidade (Costa, 2009).	60
Figura 66 – Dispersão de sobrecargas verticais: a) Modelo de dispersão e b) modelo de dispersão de Boussinesq uniforme, em que: w – largura de carga aplicada; d – profundidade e θ – ângulo de dispersão (Gilbert, 2014).	61

Figura 67 – Interação enchimento-arco (Gilbert, 2014)	61
Figura 68 – Valores de K_p para diferentes configurações dos blocos e deslocamentos provocados (Gilbert, 2014).	62
Figura 69 – a) Elementos de barra unidimensionais que simulam o material de enchimento, b) comportamento dos elementos de enchimento em tração e compressão e c) representação dos elementos de enchimento do RING (Gilbert, 2014).	62
Figura 70 - Modelo de carga LM71 (CEN, 2003).	64
Figura 71 – Modelos de carga ferroviárias (CEN, 2003).	64
Figura 72 - Mecanismo de rotura devido à ação ferroviária do modelo de cargas LM71	65
Figura 73 - Gráfico do fator de carga em função das posições da carga ferroviária ao longo da ponte.....	65
Figura 74 – Gráfico da variação dos parâmetros da alvenaria.	68
Figura 75 – Gráfico da variação dos parâmetros do enchimento.	68
Figura 76 – Gráfico da variação dos fatores de modificação.....	69
Figura 77 – Gráfico da variação dos parâmetros da geometria.....	69
Figura 78 - Deformada da estrutura com mapa das tensões principais sob ação do peso próprio.	70
Figura 79 - Cenários de carga do modelo LM71: a) e e) apenas cargas concentradas; b) a d) cargas concentradas e distribuídas.	71
Figura 80 - Deformada da estrutura com mapa das tensões principais sob a ação do cenário de carga 2.....	72
Figura 81 - Mapa das tensões principais e segundo Y sob a ação do cenário de carga 2.	73
Figura 82 – Superfície de cedência do modelo de Drucker-Prager (Drucker & Prager, 1952)	74
Figura 83 – Distribuição de tensões no arco para o nível de carregamento PP+5P.	76
Figura 84 – Distribuição das extensões plásticas no arco para o nível de carregamento PP+5P.	76
Figura 85 – Distribuição de tensões na configuração deformada da ponte para o nível de carregamento PP+20P.	77
Figura 86 - Distribuição de tensões na configuração deformada da subestrutura (arco + tímpano + enchimento), para o nível de carregamento PP+20P.	78
Figura 87 – Gráfico da evolução dos deslocamentos com o aumento do nível de carregamento.	79
Figura 88 – Evolução das extensões plásticas no modelo global.	79
Figura 89 – Evolução das extensões plásticas no arco.	80
Figura 90 – Distribuição das extensões plásticas segundo as direções Y e Z, no modelo global.	81
Figura 91 – Distribuição das extensões plásticas as direções Y e Z, no arco.....	81
Figura 92 – Mapa das extensões principais no arco para o nível de carregamento 30P.	83
Figura 93 - Mapa das extensões nas direções Y e Z no modelo global para o nível de carregamento 30P.	83

Figura 94 – Gráfico do nível de carga atingido para análise da influência dos parâmetros de alvenaria.	84
Figura 95 – Gráfico da extensão plástica principal ϵ_{p1} , para análise da influência dos parâmetros de alvenaria.	84
Figura 96 - Gráfico da extensão plástica principal ϵ_{p3} , para análise da influência dos parâmetros de alvenaria.	85
Figura 97 - Gráfico do nível de carga atingido para análise da influência dos parâmetros de enchimento.	86
Figura 98 - Gráfico da extensão plástica principal ϵ_{p1} , para análise da influência dos parâmetros de enchimento.	86
Figura 99 - Gráfico da extensão plástica principal ϵ_{p3} , para análise da influência dos parâmetros de enchimento.	87

ÍNDICE DE FIGURAS

Tabela 1 - Materiais usados na construção de pontes de acordo com a época (ADIF).....	13
Tabela 2 – Número de obras-de-arte por material de construção.	15
Tabela 3 - Número de pontes de alvenaria por tipologia	16
Tabela 4 - Nº de pontes por tipologia na linha do Minho.	16
Tabela 5 – Ano de construção das pontes de alvenaria por linhas ferroviárias.	18
Tabela 6 - Principais características e dos ensaios realizados pelo TRL, (adaptado de (Costa, 2009)).	21
Tabela 7 – Modos de rotura para os diferentes elementos, (adaptado de (Costa, 2009)).	22
Tabela 8 – Autores e fórmulas para o dimensionamento de arcos (semi-circulares amplos e rasos), adaptado de (De Santis, 2011).	37
Tabela 9 – Autores e fórmulas para o dimensionamento de pilares adaptado de (De Santis, 2011). ..	38
Tabela 10 - Propriedades mecânicas dos materiais	52
Tabela 11 – Comparação entre as frequências do modelo inicial e do modelo E.....	55
Tabela 12 – Comparação entre os modos de vibração experimental e numéricos.....	55
Tabela 13 - Parâmetros considerados no estudo da sensibilidade.	67
Tabela 14 – Dados da deformação e das tensões obtidos pelo ANSYS.....	72
Tabela 15 – Propriedades dos materiais de enchimento avaliados.	73
Tabela 16 – Dados da deformação e das tensões devido a variação dos materiais de enchimento....	73
Tabela 17 – Propriedades não-lineares.	75
Tabela 18 – Parâmetros de resposta no modelo da ponte: deslocamentos e tensões principais máximos.	75
Tabela 19 – Parâmetro de resposta no arco e nos tímpanos: deslocamentos e tensões principais. ...	77
Tabela 20 – Parâmetro de resposta no arco e nos tímpanos: deslocamentos e tensões principais. ...	78
Tabela 21 – Parâmetros definidos para a análise de sensibilidade.....	82
Tabela 22 – Resultados da variação dos parâmetros da alvenaria no arco.....	82
Tabela 23 - Resultados da variação dos parâmetros do enchimento no arco.	85

1

INTRODUÇÃO

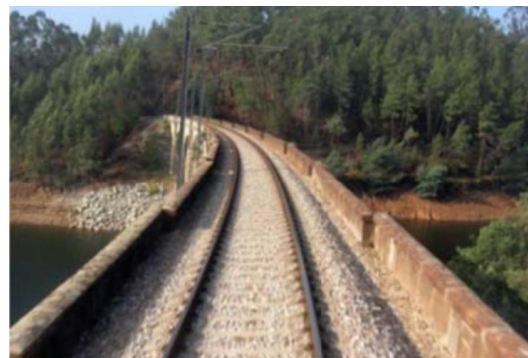
1.1. ENQUADRAMENTO

As ligações viárias foram desde sempre fundamentais para o crescimento socioeconómico de qualquer civilização, porque a comunicação entre as cidades deveu-se em grande parte a estas obras de arte, que reforçaram as ligações comerciais, e transporte de água no caso de aquedutos das mesmas. Fazendo assim, todo o sentido afirmar que as pontes de alvenaria de pedra foram um grande avanço para desenvolvimento até aos dias de hoje. As pontes em arco de alvenaria de pedra, além do valor funcional que representam também possuem um grande valor histórico e arquitetónico.

Atualmente, devido ao grande desenvolvimento dos meios de transportes ferroviários é importante conhecer o que já foi feito no passado para adequar aos novos tempos. Em Portugal existem inúmeras pontes de alvenaria em funcionamento que estão inseridas nas redes de estradas nacionais e ferroviárias, sendo estas obras de arte de incalculável valor patrimonial e arquitetónico, que merecem total atenção das entidades gestoras, em conhecer o comportamento estático e dinâmico destas estruturas, uma vez que as ações para que foram dimensionadas já não são as mesmas, bem como a degradação dos materiais usados. Como exemplo temos o caso da ponte do Coval construída em 1881, na linha da Beira Alta apresentada na Figura 1.



a)



b)

Figura 1 - Ponte do Coval, a) vista geral e b) vista do tabuleiro

1.2. MOTIVAÇÃO

O habitat natural do autor sempre foi o mundo da construção civil, e desde sempre sabendo que a vida profissional teria ligação com a mesma. Antes mesmo de adquirir conhecimentos teóricos da engenharia, já sabia de como funcionavam os processos construtivos. Percebeu que o mundo sem a engenharia não faria sentido, e aí tornou-se num admirador de tudo que faz parte desta ciência. Tudo aquilo que é motivo de fascínio dedica-se algum tempo a apreciar e analisar ao pormenor. Além do valor histórico e cultural que as pontes em arco de alvenaria de pedra simbolizam para a humanidade, o fato de poder dar algum contributo na materialização deste trabalho, serviu de incentivo extra.

No decorrer da realização deste trabalho, a sua curiosidade em termos históricos foi aumentando ao ponto de fazer um levantamento sobre pontes em arco de alvenaria em Cabo Verde, sua terra natal, tendo encontrado a Ponte-Canal (Figura 2) construída em 1956 para o transporte de águas em Ribeira Grande de Santo Antão, ponte esta que possui características similares à Ponte Poço de Santiago sinonimo de uma verdadeira riqueza monumental.



Figura 2 - Ponte-Canal em Santo Antão (www.inforpress.publ.cv).

1.3. OBJETIVOS E ORGANIZAÇÃO

Este trabalho tem como objetivo a modelação numérica da ponte do Leça, linha do Minho, em Erme-sinde. Nos dias de hoje já não se aposta em pontes de alvenaria de pedra e por isso, convém haver estudos numéricos e experimentais para se perceber da melhor forma possível os métodos usados no passado para construir estas pontes.

Nas últimas quatro décadas o volume de tráfego ferroviário e rodoviário, nomeadamente o peso dos veículos de transportes pesados, aumentou significativamente em Portugal exigindo uma resposta diferente daquela para a qual as pontes em arco de alvenaria foram inicialmente “dimensionadas”. Juntando àquela ação a ação do ambiente atmosférico ao longo dos séculos, têm-se as principais causas que levam a degradação ou inaptidão das pontes em arco de alvenaria. Por conseguinte, a avaliação periódica da capacidade portante das pontes em arco de alvenaria é fundamental. Não obstante, a verificação da sua segurança não é compatível com os preceitos estabelecidos nos códigos existentes e com as práticas de análise comumente usadas nos dias de hoje, pelo que requerem por novas metodologias (Rouxinol, 2007).

Durante o desenrolar do desenvolvimento da tese será necessário fazer pesquisas bibliográficas relacionadas com as pontes de alvenaria de pedra, materiais e técnicas de construção, principais aspetos em relação ao comportamento estrutural, patologias que se desenvolvem com o passar dos anos, e identificação de técnicas para modelação numérica que melhor representam a interação entre os diversos elementos que constituem uma ponte de alvenaria de pedra, que posteriormente será analisada pelo programa de análise de elementos finitos, (ANSYS).

A presente dissertação está organizada em seis capítulos, representando assim a sequência do desenvolvimento do trabalho. Passando para o capítulo 2, pode-se encontrar um subcapítulo onde se desenvolve o tema relacionado com as pontes ferroviárias em alvenaria de pedra na Europa e em Portugal, e outros subcapítulos que retratam um pouco sobre o comportamento estrutural de pontes em arco de alvenaria, a caracterização dos materiais e do comportamento global da estrutura. No ponto 3, aborda-se o comportamento estrutural das pontes de alvenaria, onde se faz uma síntese dos ensaios de caracterização dos materiais e da estrutura e uma resenha antiga e atual das metodologias de análise para pontes em arco de alvenaria de pedra. No capítulo 4, descreve-se a modelação numérica da ponte em causa, fazendo uma breve descrição das características da ponte, do processo da sua modelação e das características usadas para o pós-processamento. Ainda neste ponto pode-se encontrar os modos de vibração numéricos e experimentais em que se faz a comparação entre os dois.

No capítulo 5, faz-se o estudo paramétrico dos materiais, onde se faz uma variação das características dos materiais e assim poder tirar conclusões sobre a influência dos mesmos e uma análise da resposta da ponte sob ações ferroviárias de forma a se perceber como se comporta a estrutura. Por último o capítulo 6, é dedicado às conclusões finais e possíveis desenvolvimentos futuros do presente trabalho.

2

PONTES EM ARCO DE ALVENARIA DE PEDRA**2.1. INTRODUÇÃO**

Desde os primeiros séculos antes de Cristo (século II a.C.), que começaram a surgir as primeiras pontes em arco de alvenaria de pedra, devido as necessidades das civilizações. A primeira tipologia de ponte de pedra foi a Romana (sistema arquitetónico inventado no século III a.C., e introduzido na arquitetura romana através da cultura etrusca) (Costa, 2009). Na altura das suas conquistas territoriais eram de pequeno porte e de arcos perfeitos. A seguir apareceu a tipologia Medieval Figura 3 b), que tinha como objetivo substituir as pontes Romanas e que possuíam vários arcos, sendo que os arcos centrais eram mais elevados do que nas pontes Romanas que se encontravam em situação de ruína. Por último surgiram as pontes modernas, sendo estas com maiores vãos e menores flechas construídas sobre vales menos profundos.

As pontes eram projetadas com base em métodos empíricos, sendo que os construtores não possuíam conhecimentos matemáticos e mecânicos. No princípio da construção de pontes era pouco usual que estas usassem o arco como o principal elemento estrutural, mas com o surgimento do império Romano houve mudanças neste aspeto. A Ponte Emília, mais conhecida nos dias de hoje como a Ponte Partida, situada sobre o Rio Tibre em Roma (Platner, 1929), é a mais antiga ponte em arco de alvenaria de pedra, construída pelos Romanos que possuía vários arcos ao longo da sua extensão. Uma das características discriminativas das pontes romanas Figura 3 a), é o arco de volta-perfeita e dos pilares de grande espessura. Geometria, força e propriedades mecânicas das pedras eram noções que os romanos tinham bem assentes, e por isso conseguiram desenvolver toda a sua rede de via de comunicação com recurso a estas notáveis estruturas.

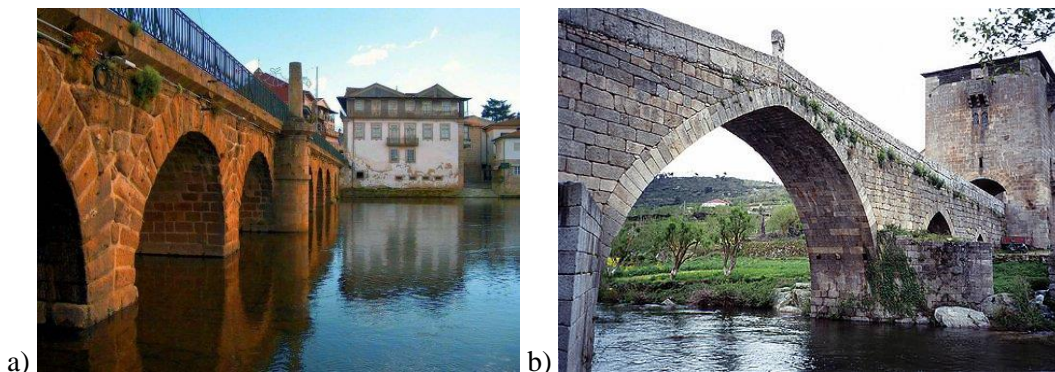


Figura 3 - a) Ponte Romana de Trajano em Chaves (Ano II d.C.) (www.olhares.sapo.pt) e b) Ponte Medieval de Ucanha (século XII) (Robert Cortright).

Com a revolução industrial, em meados do século XIX iniciou-se um período de construção de pontes rodó e ferroviárias, destacando o início da construção de linhas férreas até 1940 com o fim da expansão ferroviária em Portugal.

É nesta época que vai mudar completamente a forma de construir pontes. Apesar de no início desta época já existir conhecimento para construir pontes de estrutura metálica, o custo deste material impedia a sua aplicação em grande escala, o que levou a que se optasse pela construção de pontes em alvenaria. Assim, a partir do século XVIII d.C. um pouco por toda a Europa foram-se construindo pontes em arco de alvenaria de pedra, com a escola francesa a constituir sem dúvida uma referência incontornável na construção destas pontes. Em 1 de Fevereiro de 1716 foi fundado em Paris, no reinado de Luís XV, o primeiro departamento civil de organização governamental, para o desenvolvimento científico da construção de pontes - *Le Corp des Ponts e Chaussées*. Os projetos de todas as estradas, pontes e canais de França teriam de ser aprovados por este corpo de engenheiros graduados na Escola de Paris. Este interesse em promover a ciência prática e aplicá-la à construção, é característica do século XVIII - Idade da Razão. Em 1747 foi criada em Paris a primeira Escola de Engenharia do mundo, a histórica *École de Ponts et Chaussées* (Jesus, 2013).

A mestria francesa na construção de pontes em arco de alvenaria de pedra atinge o seu ponto mais alto com os trabalhos de *Jean-Rodolphe Perronet*. Fundador e diretor da “*École des Ponts et Chaussées*” durante 47 anos, ele foi o “pai espiritual” de numerosos engenheiros que se inspiraram no seu exemplo. Do seu vasto curriculum de pontes, constam obras como a “*Pont de Neuilly*”, a “*Pont d'Orléans*” e a “*Pont de la Concorde*” conseguiu alcançar uma relação flecha/vão de 1/8 para vãos de 31 metros (Costa, 2007)

A partir do século XIX, com o desenvolvimento dos caminhos de ferro a construção de pontes em alvenaria continuou em grande escala. Mas a construção de estruturas metálicas evoluía a grande ritmo e aos poucos esta passou a ser uma opção, inicialmente eram feitas estruturas mistas, com vigas metálicas reticuladas apoiadas em pilares de alvenaria. Algumas destas viriam mais tarde a ser substituídas por pontes em arco de alvenaria, devido ao aumento do peso das locomotivas à vapor cada vez maiores. Será na entrada do século XX que serão construídas as derradeiras e mais imponentes pontes em arco de alvenaria Figura 4. A partir daqui, devido à redescoberta do betão e graças à fabricação de cimento artificialmente, as estruturas de betão armado tornam-se cada vez mais uma solução, devido à economia e facilidade de construção que proporcionavam em relação às estruturas de alvenaria de pedra (Jesus, 2013).

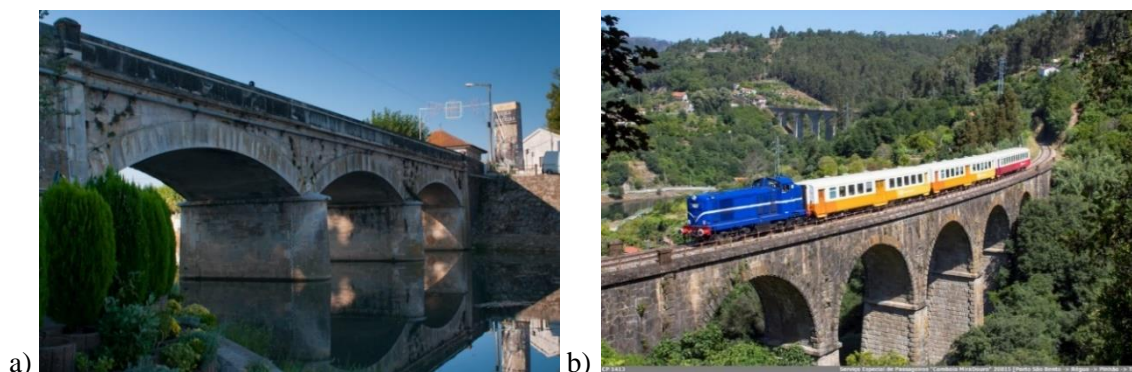


Figura 4 - a) Ponte rodoviária do Soure (www.olhares.sapo.pt) b) Viaduto de Ovil e da Pala (ao fundo), linha do Douro (www.picssr.com) (Gil Monteiro).

2.2. COMPONENTES DAS PONTES EM ARCO DE ALVENARIA

Segundo Costa (2009), o sistema estrutural das pontes em arco de alvenaria de pedra é constituído essencialmente por dois tipos de materiais: a alvenaria e o material de enchimento. Tratam-se de materiais heterogêneos, anisotrópicos, em certos casos contendo discontinuidades, com comportamento complexo, geralmente, com reduzida resistência à tração. As alvenarias consistem na associação de blocos, ligados por argamassa ou simplesmente interpostos uns sobre os outros e constituem os elementos principais do sistema estrutural deste tipo de pontes.

O enchimento é geralmente constituído por materiais soltos com granulometria extensa, todavia existem sistemas distintos, como o caso das pontes de alvenaria de xisto, em que o material colocado no interior da ponte em certos casos é igual ao dos paramentos exteriores dos tímpanos, podendo, contudo, o preenchimento do espaço no interior do enchimento não apresentar a mesma regularidade dos paramentos exteriores, sendo os vazios preenchidos com o material de enchimento granular (Jesus, 2013).

A estrutura principal em alvenaria Figura 5, é constituída por fundações, pilares, arcos, muros-tímpano e encontros. Os arcos desempenham um papel fundamental no esquema funcional da estrutura já que suportam a maior parte das ações aplicadas na estrutura e as encaminham para os pilares que por sua vez as transmitem às fundações. Para além disso, materializam o vão a vencer pela ponte. Estes elementos que constituem a estrutura principal das pontes em arco funcionam essencialmente por gravidade sendo a geometria uma característica fundamental no seu comportamento e o esforço axial, o esforço interno predominante. Deste modo, na maioria das pontes de pedra existentes, a geometria e a massa são os principais critérios de projeto (Costa, 2009).

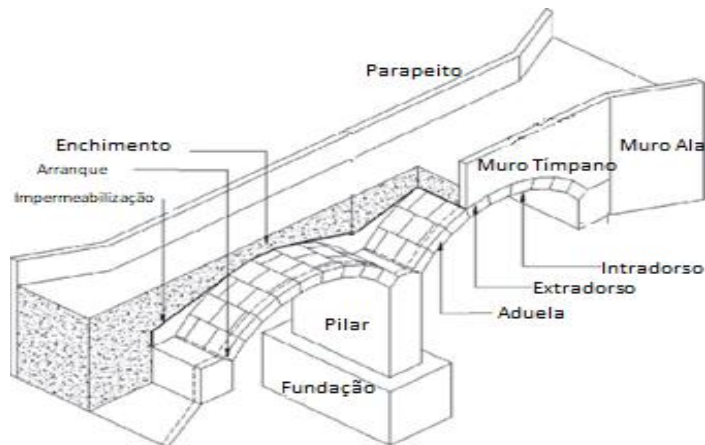


Figura 5 – Constituição típica de pontes de alvenaria (extraída de Code, 1994).

O arco é o elemento principal das pontes de alvenaria, porque é sobre o mesmo que são descarregadas as cargas provenientes do enchimento, muro-tímpano, pavimento e as demais sobrecargas pedonais, rodo e ferroviárias, encaminhando assim estas cargas para os pilares e posteriormente para as fundações. É constituído por aduelas associadas por intermédio de juntas de argamassas ou simplesmente sobreposta em contato até formarem o arco. Na Figura 6 estão apresentados diferentes tipos de arcos usados na construção de pontes em alvenaria de pedra.

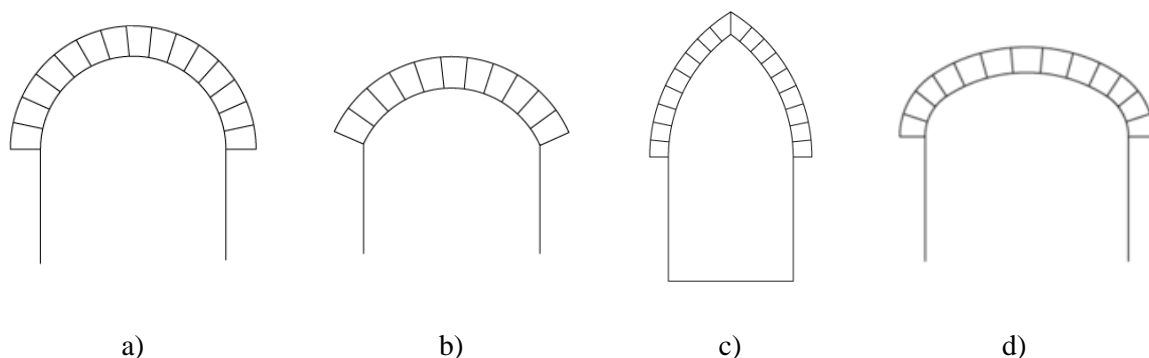


Figura 6 - Tipos de arcos usados em pontes de alvenaria de pedra: a) arco de volta perfeita, b) arco abaulado, c) arco em ogiva e d) arco abatido, (www.xtec.cat).

Os pilares servem de apoio aos arcos, sendo normalmente de seção retangular e compostos por blocos de pedra de grandes dimensões, tendo a missão de encaminhar as cargas que lhes são transmitidas às fundações e de resistir às ações do vento e impulsos de água dos rios. Geralmente nas pontes romanas e medievais é habitual encontrar uma junção de talhantes ou quebra-mares (a montante) e quebrantes (a jusante) aos pilares de forma a proteger a integridade das pontes. Estas possuem formas geométricas que melhor se adaptam às correntes formadas pelos rios.

Os tímpanos são os paramentos verticais exteriores construídos em alvenaria sobre os arcos e pilares. Têm como funções servir de cofragem perdida para o enchimento e pavimento, resistir às ações transmitidas por estes elementos e encaminha-las para os arcos e pilares que lhes dão apoio. O interior do tímpano pode ser inclinado ou apresentar degraus de diferentes espessuras, sendo mais espesso junto à base, onde são maiores os impulsos horizontais (Costa, 2009)

Geralmente é usado material de granulometria extensa para servir de enchimento na zona compreendida entre o arco e os muros-tímpano, a dar maior estabilidade ao arco e receber as ações do tabuleiro onde por sua vez descarrega no arco e muros-tímpano através de impulsos ativos e passivos na direção transversal e longitudinal respetivamente.

2.3. PROCESSOS CONSTRUTIVOS

A conceção, o processo construtivo e a estética das pontes em arco de alvenaria são de uma irreverência elevada. O engenho da construção de pontes em arco de alvenaria remonta ao período micênico, exemplo da antiga ponte em arco, Ponte Arcádico, na Grécia, desde então houve uma evolução enorme na história da engenharia de pontes.

Todas as pontes passaram antes pelo processo de cimbramento, onde é usada a madeira como material de preferência desempenhando um papel preponderante na construção de pontes de pedra. O cimbre está ligado à geometria das pontes, e quando é executado em vales profundos constitui uma das maiores dificuldades na construção das pontes, pelo que é uma das fases importantíssimas da construção, que já no passado tiveram a mestria de desenvolver.

As imagens a seguir na Figura 7, do viaduto de De Roizon construída entre 1913 e 1925, representam de uma forma cronológica o processo da construtivo das pontes em arco.

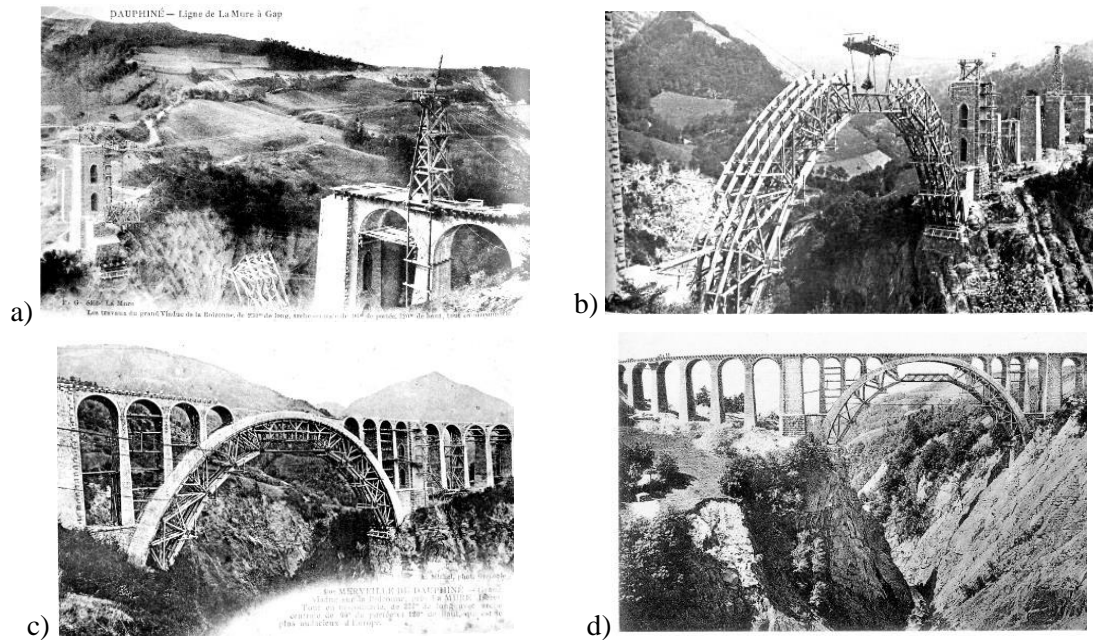


Figura 7 - Viaduto de De Roizon: a) construção dos encontros, b) construção do cimbre do arco central, c) construção do arco central e d) fim da construção do arco e início do descimbramento (www.geologie-patrimoine-matheysine.fr).

As pontes em arco de alvenaria de pedra apresentam melhor comportamento estrutural, maior longevidade, e baixo custo de manutenção, quando comparadas com as pontes de betão armado ou metálicas.

Com a modernidade os projetistas apostaram na ousadia de vencerem vãos maiores, com menores flechas dos arcos e na esbelteza dos pilares, sendo que o uso de arcos segmentais em vales menos profundos é o mais usual, de forma a ter menos pilares e vencer grandes vãos, como é o caso da ponte da Figura 8.



Figura 8 - Ponte Vecchio (www.yamgu.com)

O caso mais recente de uma ponte em arco de alvenaria de pedra é a Ponte de Vila Fria na Figura 9, que possui cerca de 40 metros de comprimento, 6 metros de largura do tabuleiro, sendo que o perfil longitudinal é simétrico. A ponte é composta por 5 arcos de volta perfeita com vãos compreendidos entre 4.3 metros e 5.8 metros, 4 talha-mares com secção triangular, 6 talhantes com secção retangular e 2 muros-ala de secção variável. O processo consistiu na execução de aterros provisórios alternados, como forma de se conseguir trabalhar sem interferência da água. Primeiramente foi colocada a possibilidade de se materializar as fundações superficialmente, uma vez que a antiga ponte aparentava ter fundações em cima de maciços rochosos, o que não se sucedeu, acabando por ter fundações apoiadas em micro-estacas. Com a modernização, hoje existem meios para avaliar as características dos materiais, sendo que no passado as pontes eram executadas sem qualquer tipo de avaliação, mas que se encontram em perfeitas condições de funcionamento.



a)



b)



c)



d)

Figura 9 - Ponte de Vila Fria: a) Execução do cimbra, b) Execução de talha-mar, c) Execução do arco e d) Ponte em fase final (Costa, 2007).

No que concerne à viabilidade económica da construção da ponte, foi necessário recorrer a uma pedreira em Espanha, capaz de fornecer e trabalhar a pedra em quantidade suficiente e tempo útil. Pode-se fazer uma pequena comparação relativa aos meios de extração das pedras, que no passado eram feitas de forma manual e sem condições, ao passo que hoje-em-dia existem meios industriais para o fazer com rapidez, podendo ser possível construir em menos tempo. Foi usado o método tradicional para construir os arcos da ponte, pelo que foi necessário produzir previamente os cimbres, e é de realçar que esta obra teve apenas um encarregado e três pedreiros, o que também mostra que houve muita industrialização nas construções de pontes em arco de alvenaria. Atualmente as pontes podem ser dotadas de equipamentos de monitorização, que permitem caracterizar o comportamento estrutural das mesmas, sendo o caso da Ponte de Vila Fria, que possui um sistema de monitorização, não por imposição, mas por oportunidade de o fazer.

2.4. PONTES FERROVIÁRIAS EM ALVENARIA DE PEDRA

2.4.1. SITUAÇÃO NA EUROPA

O novo meio de transporte do século XIX, o caminho de ferro, deu lugar a um novo tipo de ponte: o viaduto de grande altura e comprimento, devido aos traçados ferroviários serem mais exigentes que os rodoviários, tanto em alçado como em planta. Os grandes viadutos ferroviários em arco de alvenaria de pedra construídos na Europa durante esse século são magníficas obras de engenharia. Tal com os Romanos que usaram a técnica de sobrepor uma ponte sobre a outra na construção de aquedutos, muitos destes viadutos iniciais continham dois ou mais níveis. Um desses exemplos é o viaduto de Cize-Bolozon (Figura 10) construído entre 1872-1875, com 273 metros composto por 11 arcadas e dois níveis, perfazendo um total de 73 metros de altura. Este viaduto foi destruído durante a segunda guerra mundial, e reaberto em 1950 seguindo a mesma arquitetura original. O viaduto sofreu obras de reabilitação e reforço para a passagem de comboios de alta velocidade.

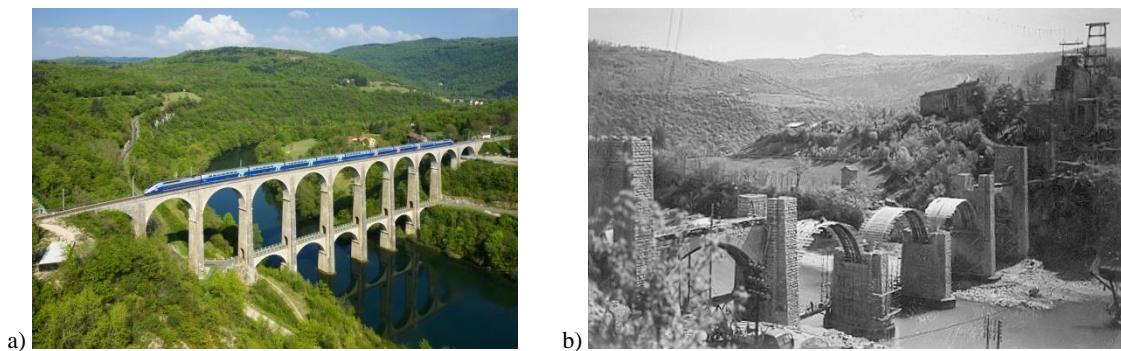


Figura 10 – Viaduto ferroviário de Cize-Bolozon, França: a) na atualidade; b) durante a sua construção (www.bresse-revermont.fr).

Os pilares desenvolveram-se em altura e deram lugar a pontes muito esbeltas, dando origem às pontes mais bonitas que já se construíram. Um exemplo é a Ponte de Launay, construída em 1866 sobre o rio Aulne, em França, com uma altura máxima de 55 metros, arcos com 22 metros de vão e 357 metros de comprimento. O viaduto sobre o rio Crueize, em França, construído em 1880, tem uma altura máxima de 63 metros, arcos com 25 metros de vão e um comprimento total de 218 metros. Um dos viadutos mais conhecidos e mais impressionantes deste género é o Viaduto de Landwasser, na Suíça, construído em 1902, como parte integrante de um traçado montanhoso, e em curva muito pronunciada em planta, Figura 11 a). O viaduto tem uma altura máxima de 65 metros, seis arcos e 136 metros de comprimento. Esta ponte foi construída usando métodos revolucionários para a altura. Um desses métodos consistiu na construção de torres metálicas que serviram de apoio e sobre as quais se construíram em seu redor os pilares de pedra, Figura 11 b).



Figura 11 – Viaduto ferroviário Landwasser, Suíça: a) na atualidade; b) durante a construção (www.alamy.pt).

Outro exemplo é a Ponte ferroviária de Solkan sobre o rio Soca, na Eslovénia, com 200 metros de comprimento, Figura 12 a). É considerada a ponte em alvenaria de pedra com o maior vão do arco principal, com 85 metros. A ponte foi construída entre 1900 e 1905, mas destruída durante a 1ª Guerra Mundial em 1916, foi reconstruída em 1925, de forma semelhante à original, com a exceção de ter apenas quatro sub-arcos em vez dos originais cinco arcos, Figura 12 b).

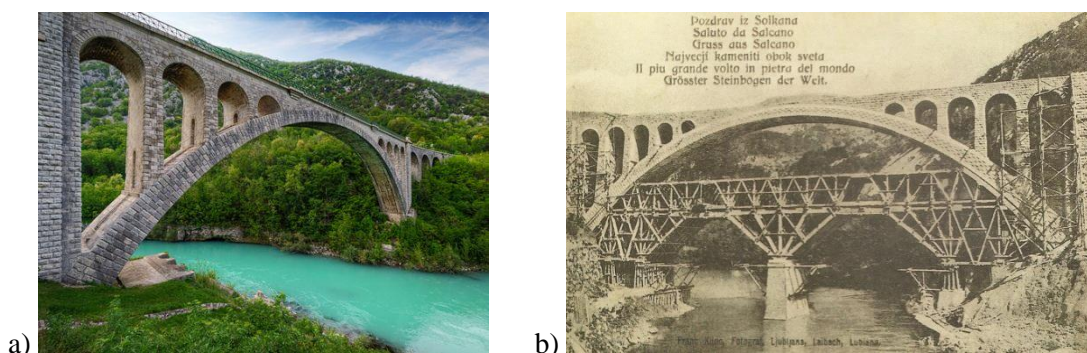


Figura 12 – Ponte ferroviária Solkan, Eslovénia: a) na atualidade; b) construção e estrutura cimbra (www.alamy.com).

Pode-se afirmar que o último dos grandes Engenheiros construtores de pontes de alvenaria de pedra na Europa foi o Francês *Paul Séjourné* (1851-1939). O mais original e mais conhecido projeto deste Engenheiro é o Viaduto de *Fontpedrouse* sobre o rio *Tet* nos Pirinéus, construído em 1908, com um arco ogival de 30 metros de vão. As últimas pontes de *Séjourné* marcaram o final das pontes em arco de alvenaria de pedra na Europa.

Por consulta do trabalho de pesquisa publicado através do Projeto Europeu Sustainable Bridges (SB, 2007), onde um grupo alargado de empresas públicas e privadas mapeou o número e tipologias das pontes ferroviárias Europeias, constata-se que na amostra obtida se incluem 220.000 pontes pertencentes a 17 diferentes empresas gestoras que é bem representativa do panorama Europeu. A proporção das pontes encontradas é a seguinte, de acordo com o material de construção:

- 41% Pontes em arco de alvenaria;
- 23% Pontes em betão armado;
- 22% Pontes em estrutura metálica;
- 14% Pontes compósitas betão/metálicas.

Na maioria dos países Europeus a infraestrutura ferroviária foi criada no final do século XIX e início do século XX. Uma grande parte foi reconstruída após a destruição causada pela 2ª Guerra Mundial. Consequentemente, quase 75% das pontes ferroviárias existentes tem mais de 50 anos e cerca de 35% uma idade superior a 100 anos, e apenas 11% tem menos de 20 anos de idade. Também a época construtiva de uma ponte se pode identificar em função do tipo de material usado na sua construção. Na Figura 13 a) apresenta-se a distribuição por idades das pontes ferroviárias deste estudo, envolvendo 16 países da União Europeia, que também inclui Portugal. Na Figura 13 b) apresenta-se a distribuição das pontes de acordo como o seu vão, onde se conclui que 62% das pontes tendo um vão inferior a 10 metros, sendo que apenas 5% tem um vão maior que 40 metros. Na Tabela 1 apresenta-se um quadro com a correspondência dos materiais usados na construção de pontes ferroviárias com a sua época de construção.

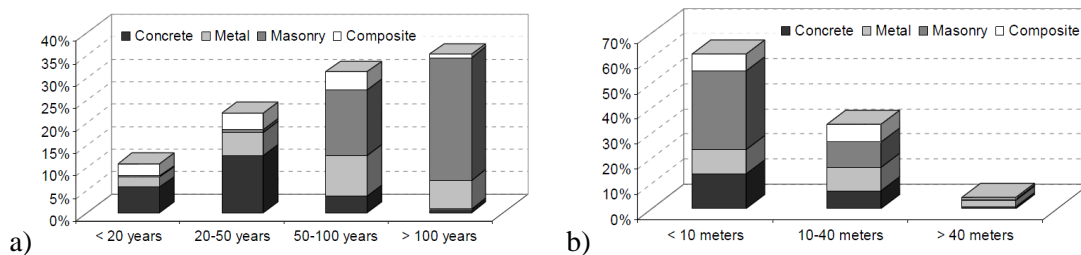


Figura 13 – Distribuição das pontes ferroviárias Europeias: a) por ano e material de construção, b) por dimensões do seu vão (adaptado de (SB, 2007)).

Tabela 1 - Materiais usados na construção de pontes de acordo com a época (ADIF).

Material	Época
Alvenaria (pedra, tijolo)	Até 1920
Alvenaria (<i>mass concrete</i>)*	1850-1950
Betão armado	Desde 1910 até a atualidade
Betão armado pré-esforçado	Desde 1960 até a atualidade
Ferro	Séculos XVIII-XIX
Fundição	Século XIX
Aço	Século XX até a atualidade
Madeira	Século XIX (tipologias antigas) Desde 1990 (tipologias modernas)

* material constituinte do arco.

Nesse mesmo estudo, e consultando o documento (Bridges, 2004), constata-se que das 220.000 pontes ferroviárias que constam do estudo, 90 mil são pontes em arco de alvenaria. Desse número total 52% tem arcos em alvenaria de tijolo e 33% tem arcos em alvenaria de pedra, os restantes 15% ou tem arcos em betão ou outro material de construção não especificado/identificado. Em relação à sua idade, a grande maioria (98%) das pontes tem uma idade superior a 50 anos, 34% com uma idade compreendida ente 50-100 anos, e 64% com uma idade superior a 100 anos. Em relação ao seu vão, este estudo concluiu que 75% das pontes em arco de alvenaria tem um vão inferior a 10 metros e 24% um vão entre 10 e 40 metros.

2.4.2. SITUAÇÃO EM PORTUGAL

No Século XIX, as vias de comunicação no interior do país eram muito deficientes, especialmente as estradas, sendo as modalidades mais utilizadas a navegação marítima e fluvial. Assim, durante o governo de António Bernardo da Costa Cabral, iniciaram-se as primeiras tentativas para a instalação de um sistema ferroviário no país. No dia 19 de Abril de 1845, o governo Português assinou um contrato com a Companhia das Obras Públicas, com o objetivo de construir e melhorar as vias de comunicação no interior do país; uma das cláusulas neste contrato previu a instalação de uma via-férrea entre Lisboa e a fronteira com Espanha. Em 28 de Outubro de 1856, foi inaugurado o primeiro troço ferroviário em território Português. Ligava Lisboa à povoação do Carregado, a escassos 36 km de distância, Figura 14 a). Inicialmente construídas em bitola de 1435 mm, as vias portuguesas mudam, em 1861, para a bitola de 1664 mm a fim de se ajustarem à rede espanhola, que adotara este tipo de bitola por motivos políticos, ainda com a memória muito viva das invasões napoleónicas.

Em 11 de Maio de 1860, foi fundada pelo empresário espanhol *José de Salamanca y Mayol* a Companhia dos Caminhos de Ferro Portugueses, a principal operadora do transporte ferroviário em Portugal. Em 1863 a Linha do Leste, do qual fazia parte o troço inaugural de Lisboa ao Carregado, chegava finalmente à fronteira. Ao Norte o comboio chegou ligeiramente mais tarde. Só em 1875 é que foram inauguradas as Linhas do Minho (do Porto a Nine e Braga) e do Douro (do Porto a Penafiel). Também nesse ano foi inaugurada a Linha do Porto à Póvoa. Em 1877 é finalizada a Ponte Maria Pia sobre o Douro, construída pela famosa Casa *Eiffel*, lançada entre o Porto e Vila Nova de Gaia, estabelece finalmente a ligação física entre Lisboa e o Porto por caminho de ferro. Esta ponte, metálica, apresenta um tabuleiro com 352 metros de extensão, e o arco sob o tabuleiro, de forma biarticulada, tem 160 metros de corda e 42,60 metros de flecha. A altura, a partir do nível das águas, é de 61 metros. Esta obra de arte é, sem dúvida, a mais emblemática obra de engenharia ferroviária construída em Portugal, Figura 14 b).

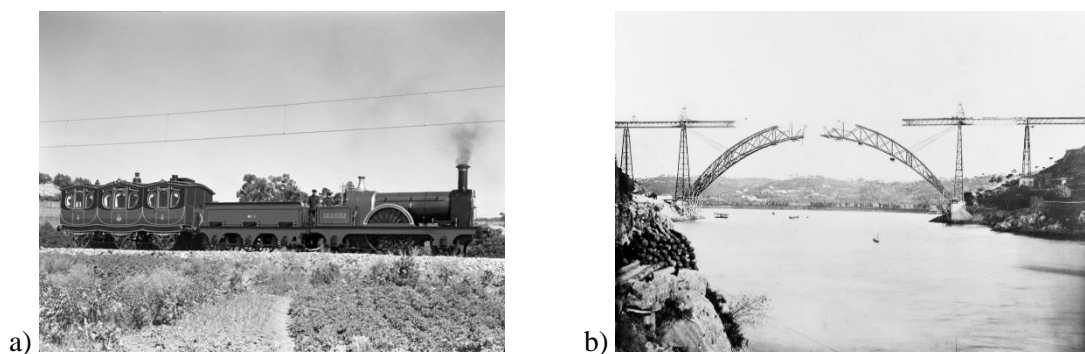


Figura 14 – a) Locomotiva D. Luiz I e carruagem D. Maria Pia usadas na inauguração do troço Lisboa - Carregado (F. C. Gulbenkian, 1856); b) Fecho do arco da ponte D. Maria Pia (F. C. Gulbenkian, 1877).

Novas linhas foram projetadas e construídas, e a norte duas ligações internacionais foram estabelecidas: em 1886 o Porto liga-se à Galiza através de Valença, na Linha do Minho, e a Linha do Douro, liga-se a Salamanca em 1887. Até 1949, com a chegada do comboio a Arco de Baúlhe, término da Linha do Tâmega, o caminho de ferro Português, com altos e baixos, e crónicas dificuldades financeiras, expande-se.

O 25 de Abril de 1974 traz consigo a nacionalização de um grande número de empresas portuguesas, incluindo a CP (Companhia dos Caminhos de Ferro Portugueses) e os anos 80 uma fase de declínio para o transporte ferroviário em Portugal. Os grandes défices de exploração da CP e a ascensão do transporte

rodoviário, cada vez mais acessível, levam ao encerramento de várias linhas. O encerramento de estações e o encerramento de linhas tornaram-se uma constante em várias zonas do país, e nem a entrada de Portugal na Comunidade Europeia conseguiu mudar esta situação, visto que as verbas provenientes da União Europeia (Platner) foram principalmente utilizadas na circulação rodoviária. Na Figura 15 a) é possível ver o mapa ferroviário português em 1955 e na Figura 15 b) ver um outro mapa com as vias atualmente em exploração e com as vias desativadas após 1974.

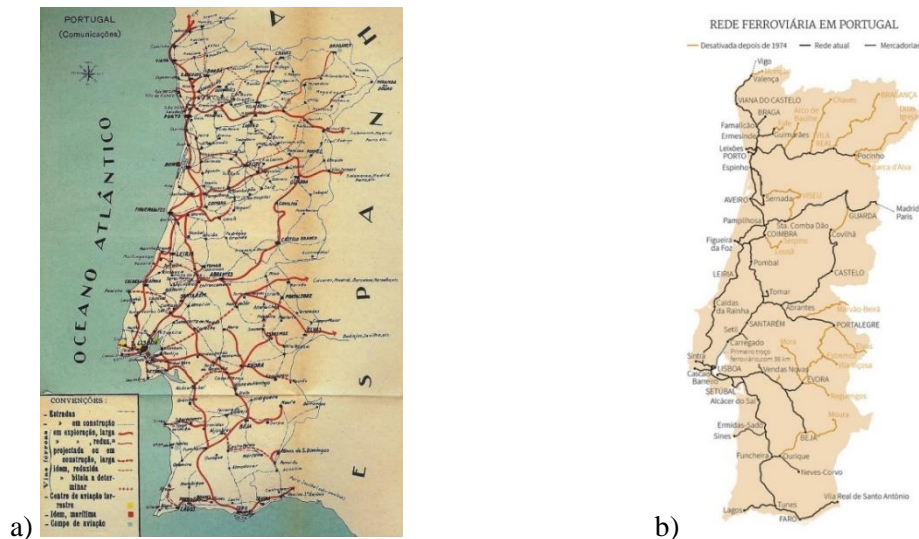


Figura 15 – Mapa Ferroviário português: a) no ano de 1955; b) rede atual e vias desativadas (após 1974) (“160 anos na linha” in expresso.sapo.pt).

Através de uma pesquisa pela informação disponível em alguns trabalhos, por exemplo em (Lopes, 2012) em que fazem referência à base de dados de obras de arte da IP (antiga REFER), e tem por base a aplicação informática SGOA (Sistema de Gestão de Obras de Arte), foi possível recolher o número total de pontes ferroviárias existentes em Portugal. Este sistema constitui uma ferramenta importante de apoio à gestão do património, permitindo à IP (Infraestruturas de Portugal) conhecer o estado de conservação e manutenção das obras e tomar decisões relativas aos investimentos a realizar. Existem nessa base de dados 2592 pontes de diferentes tipologias e materiais, sendo a distribuição por tipo de material a que consta na Tabela 2. Conclui-se que, de todas as pontes ferroviárias existentes em Portugal, cerca de 33% são de alvenaria.

Tabela 2 – Número de obras-de-arte por material de construção.

Material	Nº
Alvenaria	845
Betão Armado	949
Betão Armado Pré-esforçado	68
Metálicas	661
Mistas	69
Total	2592

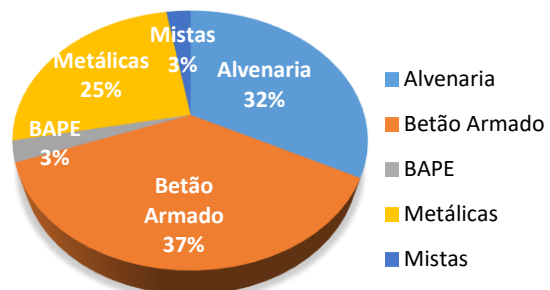


Figura 16 - Gráfico circular com as percentagens das obras-de-arte por tipologia.

Na Figura 17, apresentam-se os dados, em percentagem, referentes ao número de obras de arte existentes Tabela 3, na rede ferroviária nacional, de acordo com a função que as mesmas desempenham (PH, PI, PS, PO e VU conforme a classificação que existe na Infraestruturas de Portugal). Do total de 845 obras de arte de alvenaria em Portugal, cerca de 80% são passagens hidráulicas, consistindo em pontes de pequeno vão (normalmente entre 2 a 10 metros) e de reduzida altura. As pontes e viadutos, em menor percentagem representam cerca de 10% do número total de pontes existentes em Portugal.

Tabela 3 – Número de pontes de alvenaria por tipologia.

Tipologia	Nº
Pontes	74
Viadutos	8
PH	670
PI	93
Total	845

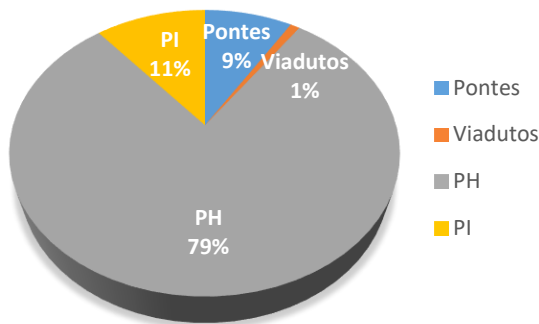


Figura 17 - Gráfico circular com as percentagens das pontes de alvenaria por tipologia.

Em particular no caso da linha do Minho, na qual se insere o caso aqui estudado, apresenta-se um resumo em forma de Tabela 4 e gráfico circular Figura 18, com números e percentagens da tipologia de cada obra de arte.

Tabela 4 - Nº de pontes por tipologia na linha do Minho.

Tipologia	Nº.
Pontes	4
Viadutos	2
PH	21
PI	7
Total	34

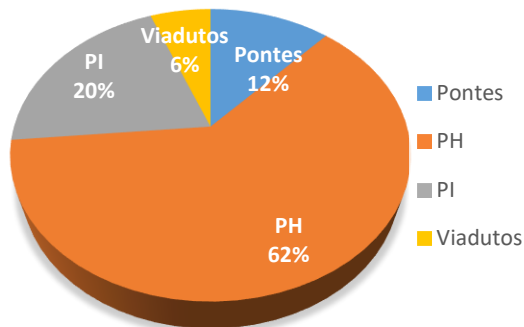


Figura 18 – Gráfico circular com a percentagem de tipologia de pontes na linha do Minho.

De acordo com a classificação referida atrás, Tabela 4 apresenta-se 4 exemplos de pontes de cada tipo (Figura 19).

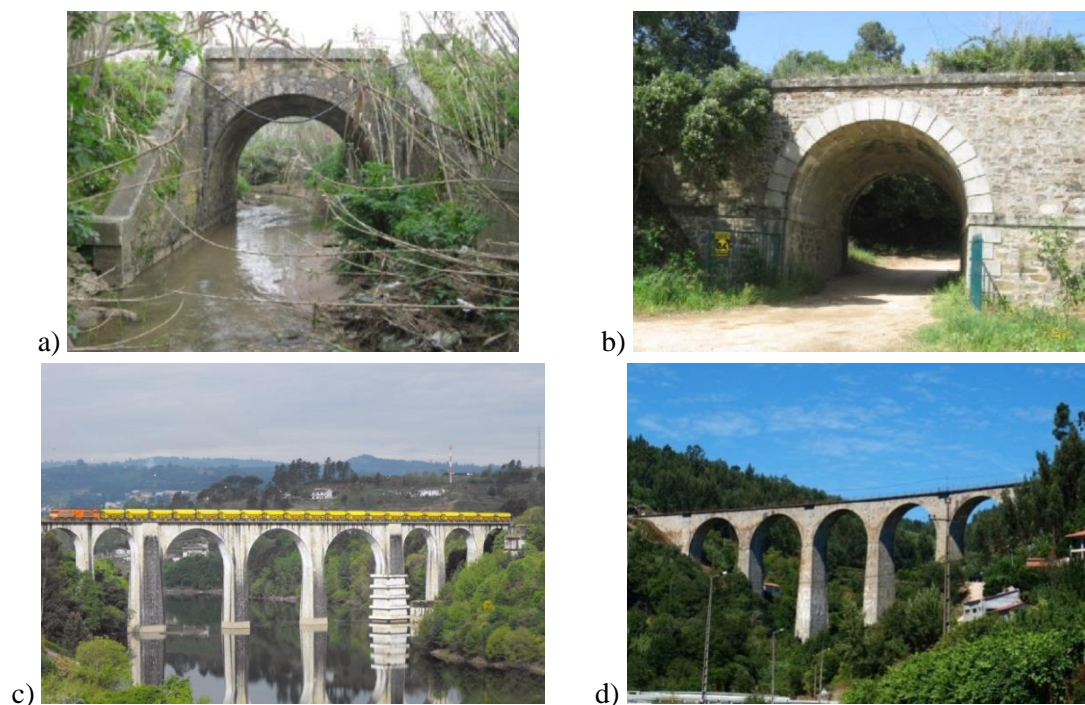


Figura 19 - a) Passagem hidráulica, b) passagem inferior, c) Ponte do Tâmega e d) Viaduto da Pala.

Existem diversas tipologias de pontes de alvenaria de Pedra, mas as mais representativas no panorama Português, são as ilustradas na Figura 20.

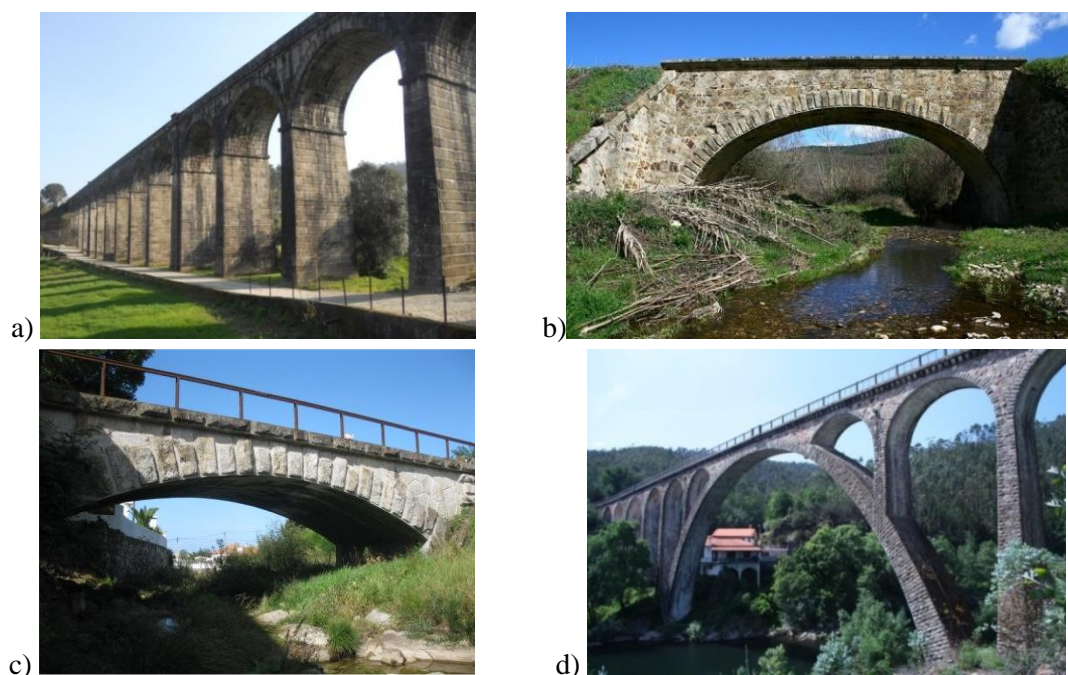


Figura 20 –Tipologias de pontes de alvenaria de pedra: a) Viaduto de Durrães (linha do Minho), b) Ponte da Ribeira Carvalha (linha do Tua), c) Ponte da Areosa (linha do Minho) e d) Ponte de Poço de Santiago (ramal de Viseu).

Para as várias linhas ferroviárias consideradas e para as pontes de alvenaria de pedra aí existentes são identificados, na Tabela 5, os seus períodos de construção. Pode-se concluir que a grande maioria das pontes de alvenaria existentes nestas vias são centenárias, sendo o seu ano de construção limitado entre os anos de 1875 e 1924. Como exceções de pontes com construção mais recente temos o exemplo da Ponte do Côa na linha da Beira Alta (1948) e a Ponte do Tâmega na linha do Douro (1947).

Tabela 5 – Ano de construção das pontes de alvenaria por linhas ferroviárias.

Linhas	Ano de Construção
Linha da Beira Alta	1881-1882 ^{*1}
Linha da Beira Baixa (Covilhã-Guarda)	1891-1893
Linha do Corgo	1906-1921
Linha do Douro	1875-1887 ^{*2}
Linha do Minho	1875-1879
Linha do Tâmega	1922-1924
Linha do Tua	1887-1906
Linha do Vouga (Ramal de Viseu)	1913-1914
Linha de Leixões	1938
Antigo ramal de Lamego – Ponte da Varosa	1931
^{*1} Ponte do Côa	1948
^{*2} Ponte das Quebradas, Viaduto de Vila Meã e Ponte do Tâmega	1940-1947

2.5. SÍNTESE FINAL DO CAPÍTULO

No presente capítulo inicialmente foi apresentado a história e evolução das pontes em arco de alvenaria de pedra, abordando as tipologias e idades destas pontes e os principais componentes que as constituem, uma vez que estas pontes se encontram com forte presença a nível europeu e nacional. O foco da história das pontes ferroviárias de alvenaria de pedra recaiu sobre a linha do Minho, pois o caso de estudo localiza-se nessa linha.

O conceito do processo construtivo também foi exposto, de forma a se comparar a construção das pontes em arco de alvenaria de pedra no passado e no presente (exemplo da ponte de Vila Fria), acabando por concluir que o cimbramento tanto numa época como na outra desempenha um papel fundamental, divergindo apenas no fato da industrialização da mão-de-obra, hoje-em-dia ter ganho vantagens em relação ao passado.

O interesse num estudo das características e capacidades destas pontes, é devido à importância que possuem no contexto viário e possíveis expansões de exploração das vias ferroviárias.

3

COMPORTAMENTO ESTRUTURAL DAS PONTES EM ARCO DE ALVENARIA

3.1. ASPETOS DE DISTRIBUIÇÃO E TRANSMISSÃO DE ESFORÇOS

Os arcos (Figura 21) e os muros-típano (Figura 22), são os elementos que absorvem as ações rodoviárias e ferroviárias introduzidas na ponte através do pavimento encaminhadas pelo enchimento e transmitidas aos apoios (pilares e fundações). Na direção transversal os muros-típano controlam a transmissão feita pelo enchimento e arco, na mesma proporção que na direção longitudinal o arco rege todas as ações transmitidos pelo enchimento e muros-típano.

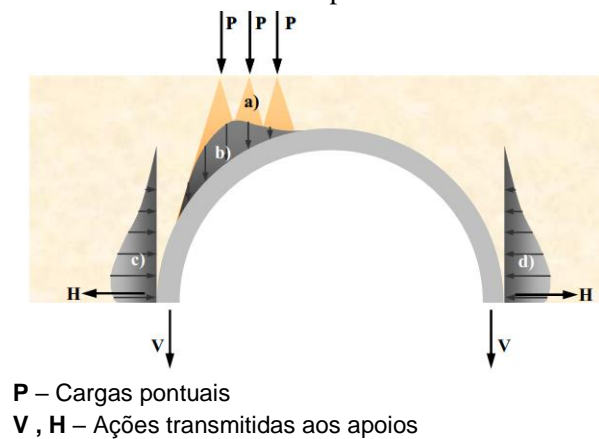


Figura 21 - Representação de funcionamento das pontes de alvenaria na direção longitudinal: a) degradação das cargas pontuais, b) bolbo de pressão sobre o arco, c) e d) impulsos do enchimento sobre o arco (Costa, 2009).

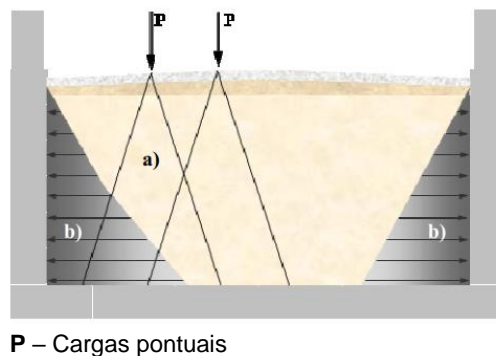


Figura 22 - Representação do funcionamento das pontes de alvenaria na direção transversal: a) degradação das cargas pontuais e b) impulsos sobre os muros-típano (Costa, 2009).

Pavimento

Por norma é o elemento que permite a passagem sobre a ponte em condições de circulação adequadas, podendo ser um tráfego pedonal, rodoviário ou ferroviário. A maioria parte das pontes ainda conservam o pavimento original, mas mesmo assim existem pontes que receberam manutenção onde foram adicionadas lajes que servem de pavimento e ainda restringem o movimento para fora do plano das paredes dos muros tímpanos.

Enchimento

É o elemento que possui muita expressão quando se fala da transmissão de cargas do pavimento, pois é por este constituinte que passam as ações que são transmitidas aos arcos, e muros-tímpano. Consegue propagar as ações transversal e longitudinalmente, podendo estes serem quantificados por impulsos ativos e passivos respetivamente.

Quanto mais compactado for o enchimento, maior é a sua rigidez e isso influencia na degradação de cargas, na medida em que o cone de degradação é maior nesta situação sendo mais benéfico para o comportamento estrutural da ponte. Caso o grau de compactação seja baixo, poderá haver uma eventual possibilidade de ocorrer rotura por corte na zona do enchimento e do arco.

Muros-tímpano

Segundo (Álamo, 2001), os muros-tímpano são paramentos verticais exteriores de alvenaria, materializados sobre os arcos, pilares e encontros, desempenhando a principal função de resistir aos impulsos ativos devidos ao material de enchimento e encaminhá-los para o arco. A elevada rigidez contribui para restringir os movimentos dos arcos na direção longitudinal, enquanto que na direção transversal o comportamento da estrutura é condicionado pelo comportamento dos muros-tímpano e pela ligação com o arco.

O lado interior dos muros-tímpano, são construídos de forma inclinada, ou em degraus com maior espessura na base com o intuito de aos impulsos do material de enchimento.

Arcos

Os arcos são os elementos que materializam os vãos a vencer e têm como função conduzir as cargas transmitidas pelo enchimento, pavimento e tímpanos para os pilares/fundações. Todo o peso do corpo da ponte descarrega sobre o arco, funcionando este essencialmente à compressão, pelo que o material utilizado é escolhido de forma a garantir grande resistência a este esforço. Devido à fraca resistência a esforços de tração, o bom funcionamento destes elementos depende da capacidade do enchimento em distribuir as cargas e da capacidade de serem mobilizados esforços horizontais nos apoios (Serra, 2013).

Pilares

São elementos estruturais que desempenham a função principal de apoiar os arcos e encaminhar as ações às fundações. Também têm de possuir a capacidade de resistir às ações aplicadas diretamente como a ação do vento e ação hidrodinâmica do escoamento do rio. Geralmente possuem secções retangulares, podendo ser de secção variável ou não e constituídas por blocos de pedra de grandes dimensões.

3.2. MODOS DE ROTURA

3.2.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS

O conhecimento dos modos de rotura das pontes em arco de alvenaria de pedra é fundamental, no que toca ao dimensionamento, na análise estrutural de pontes existentes e na definição dos estados limites últimos (ELU) e estados limites de serviço (ELS). Dependendo do número de vãos, os mecanismos de rotura podem ser locais ou globais.

No Reino Unido foram realizados ensaios à rotura em treze pontes (com características diversificadas) pelo TRL – Transport Research Laboratory, de forma a se perceber melhor o fenómeno do colapso.

Costa (2009) elaborou a Tabela 6 resumida dos resultados dos ensaios realizados pela TRL, com foco nas tipologias de pontes semelhantes às existentes em Portugal.

Tabela 6 - Principais características das pontes e dos ensaios realizados pelo TRL (*adaptado de (Costa, 2009)*).

Ponte	Vão Arco [m]	Espessura Arco [m]	Largura Ponte [m]	Material	Forma Arco	Posição Carga	Carga Máxima [kN]	Tipo de Rotura
Bridgemill	18.30	71.1	8.3	Granito	Parabólico	¼ do vão	3100	Mecanismo de 4 rótulas
Bardgover	10.00	55.8	8.6	Granito	Parabólico	⅓ do vão	5600	Esmagamento
Preston	4.95	36.0	5.7	Granito	Elíptico	⅓ do vão	2110	Esmagamento
Preswood	6.55	22.0	3.8	Tijolo	Segmental	¼ do vão	228	Mecanismo de 4 rótulas
Torksey	4.90	34.2	7.8	Tijolo	Segmental	¼ do vão	1080	Snap-though de 3 rótulas
Shinafoot	6.16	39 a 7	7.0	Pedra mal aparelhada	Segmental	¼ do vão	2524	Mecanismo de 4 rótulas
Strathmashie	9.42	60.0	5.8	Pedra mal aparelhada	Segmental	¼ do vão	1325	Mecanismos de rotura transversal
Barlae	8.53	45.0	9.8	Granito	Segmental	¼ do vão	2900	Snap-though de 3 rótulas

O comportamento das pontes em arco de alvenaria, é distinto nas direções longitudinal e transversal, o que leva a fazer uma análise separada dos modos de rotura dos diferentes elementos das pontes. Na Tabela 7, estão identificados os modos de rotura para cada elemento das pontes em arco de alvenaria.

Tabela 7 – Modos de rotura para os diferentes elementos (*adaptado de (Costa, 2009)*)

Direção	Elemento	Modo de rotura	Parâmetros Condicionantes
Longitudinal	Arco	Mecanismo de 4 rótulas	Resistência, equilíbrio
		Mecanismo de 5 rótulas	Resistência, equilíbrio
		Snap-trough de 3 rótulas	Equilíbrio
		Esmagamento	Resistência
		Escorregamento	Resistência
	Muros-tímpano	Esmagamento	Resistência
Transversal	Global	Mecanismo de rótulas global	Resistência, equilíbrio
		Inclinação do tímpano com rotação da base	Equilíbrio
		Escorregamento do tímpano	Resistência, equilíbrio
		Fendas longitudinais no arco	Resistência, equilíbrio
		Flexão e punçoamento no arco	Resistência
	Enchimento, muros-tímpano e arcos		

3.2.2. MODOS DE ROTURA REFERENTES AO COMPORTAMENTO NA DIREÇÃO LONGITUDINAL

Nos parágrafos seguintes detalha-se os principais aspetos relativos aos modos de rotura longitudinal.

Mecanismos de rótulas no arco

As características das propriedades dos materiais influenciam fortemente os modos de rotura dos arcos. Estes são constituídos por aduelas justapostas com ou sem argamassa nas juntas, e possuem elevada resistência à compressão com baixa resistência à tração devido às descontinuidades formadas pelas juntas, podendo motivar movimentos de abertura/fecho e ou de deslizamento (bloco forte/junta fraca).

Os mecanismos de rotura nos arcos são diversos, envolvendo a formação de rótulas que dependem da carga aplicada, condições de fronteira e rigidez dos materiais. Quando as cargas são aplicadas a $\frac{1}{3}$ e $\frac{1}{4}$ do vão do arco, o mecanismo de rotura é composta por quatro rótulas, enquanto que quando é aplicada a $\frac{1}{2}$ vão é constituído por cinco rótulas.

Mecanismos de quatro e cinco rótulas

Quando a linha de pressões que se desenvolve ao longo do arco toca o seu extradorso ou o intradorso, por norma forma uma rótula plástica, que se caracteriza pela concentração de pressões junto à aresta comprimida e abertura de junta da restante secção. Na Figura 23, está representada dois mecanismos de rotura, a) quando a carga é aplicada a $\frac{1}{3}$ do vão do arco formando quatro rótulas, e b) a $\frac{1}{4}$ formando cinco.

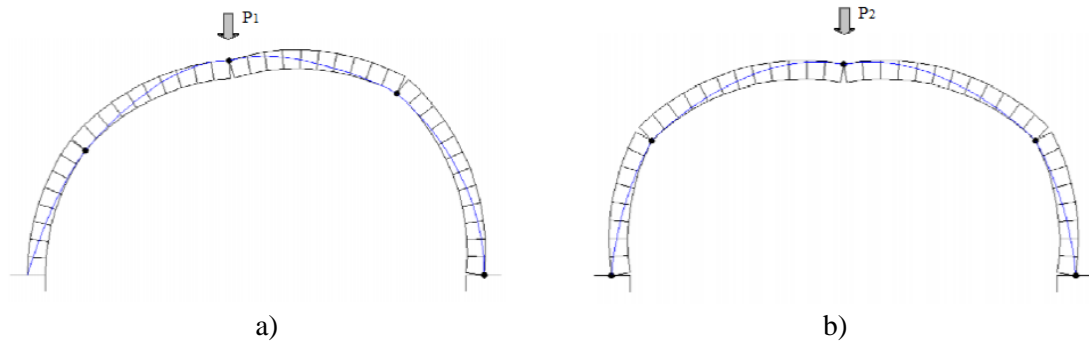


Figura 23 - a) Mecanismo de 4 rótulas, b) mecanismo de 5 rótulas (adaptado de (Costa, 2009)).

Os muros-tímpano (Figura 24), possuem um papel fundamental no potencial de formação de rótulas plásticas, na medida em que conferem maior resistência ao arco, quando este tende a empurrar o muro tímpano e não consegue porque este exerce impulsos passivos impedindo a formação de rótulas. No entanto o material de enchimento também se mostra favorável para o impedimento da formação de rótulas quando este mobiliza o impulso passivo, estabilizando globalmente a ponte. A rigidez dos muros de tímpano e do material de enchimento são assim preponderantes na matéria dos mecanismos de rotura.

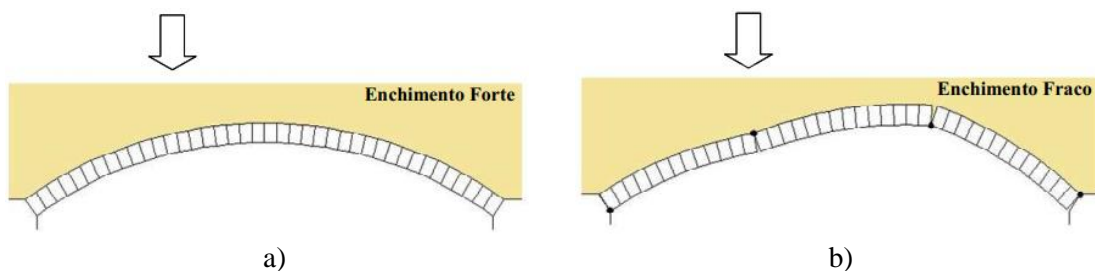


Figura 24 - Influência da qualidade do enchimento na formação de rótulas no arco (adaptado de (Costa, 2009)).

Instabilidade do arco por “snap-through” de três rótulas

Eventuais elevadas deformações verticais no arco e horizontais dos encontros e do enchimento, podem dar origem ao mecanismo de instabilidade conhecido por “snap-through” de três rótulas, que é de muito baixa possibilidade de ocorrência, e potencialmente mais frequente em arcos abatidos.

Wang and Harvey (1995), propuseram uma metodologia para avaliar a carga crítica de colapso em pontes em arco devido a instabilidade por “snap-through”, metodologia essa baseada no modelo de três rótulas ilustrado na Figura 25, onde P representa a carga vertical no arco, h é a altura do arco entre duas rótulas consecutivas, d representa o deslocamento vertical da rótula central, k corresponde à rigidez horizontal dos encontros do arco e H as reações horizontais transmitidas pelo arco aos encontros (Costa, 2009).

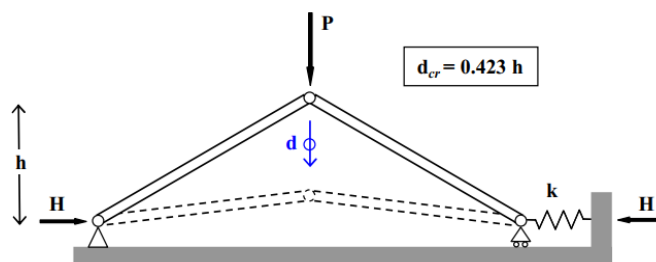


Figura 25 - Mecanismo de rotura por “snap-through” de três rótulas (adaptado de (Wang, 1995)).

Esmagamento no arco

(Costa, 2009), refere que o mecanismo de rotura por esmagamento do arco ocorre sob a zona de aplicação da carga devido à elevada concentração de tensões de compressão. Este tipo de rotura está associado a arcos constituídos por material com baixa resistência à compressão e características da ligação entre aduelas com capacidade suficiente para impedir o desenvolvimento de mecanismos de rótulas (tração) ou escorregamento (corte). Para além disso os tímpanos e enchimentos podem contribuir para impedir o desenvolvimento do mecanismo de rótulas no arco, nos casos em que os tímpanos (e sua ligação com o arco) apresentam grande rigidez comparada com a do arco.

Escorregamento (“sliding”) das aduelas no arco

Quando não existe atrito suficiente entre as aduelas (Figura 26), que formam o arco, devido à perda de esforço de compressão, pode surgir o escorregamento no arco, que é mais acentuado em alvenaria de junta seca.

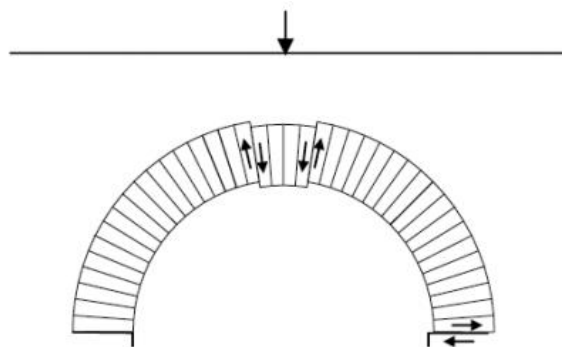


Figura 26 - Rotura por escorregamento das aduelas do arco (Gilbert, 2007).

Esmagamento nos tímpanos

Os elevados esforços de compressão estão na base deste tipo de colapso, que provocam abertura de fendas na direção dos esforços.

Neste caso, os danos nos tímpanos são acompanhados por danos na ligação entre o extradorso dos arcos e os tímpanos e nos arcos onde ocorre a formação de uma rótula. As fendas por compressão nos tímpanos estão localizadas na zona de aplicação das cargas sendo acompanhadas por uma fenda vertical ou ligeiramente inclinada (consoante a posição de aplicação das cargas e a localização da rótula no arco) que se desenvolve desde o extradorso do arco até à zona carregada onde ocorre esmagamento (Costa, 2009).

A Figura 27, mostra o resultado de ensaios realizados por (Gilbert, 1993), onde se verificou a formação de quatro rótulas plásticas e consequentemente o esmagamento e rotura do tímpano.

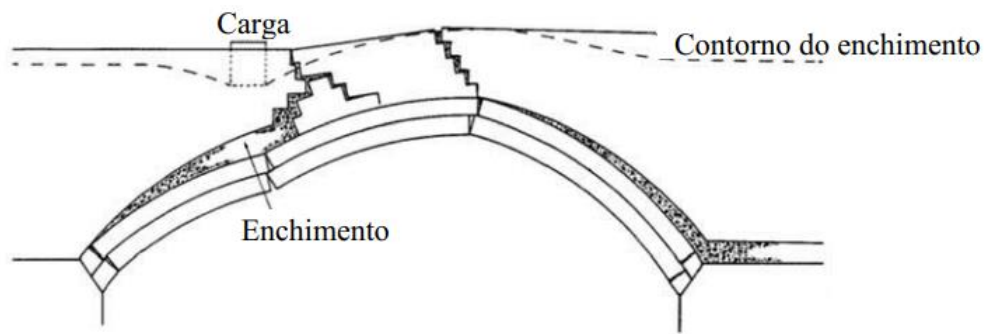


Figura 27 - Esmagamento nos tímpanos (Gilbert, 1993).

Mecanismo global multi-arco de sete rótulas

Associado às pontes em arco de alvenaria de pedra de arcos múltiplos Figura 28, esta forma de rotura é fortemente condicionada pelos muros tímpanos e pilares intermédios, uma vez que conseguem permitir um funcionamento conjunto dos arcos adjacentes. A zona do coroamento é de fraca rigidez, permitindo que se desenvolvam rótulas nos arcos.

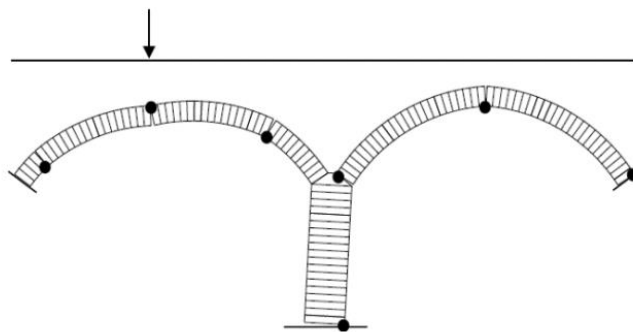


Figura 28 - Mecanismo multi-arco de 7 rótulas (Gilbert, 2007)

3.2.3. MODOS DE ROTURA REFERENTES AO COMPORTAMENTO NA DIREÇÃO TRANSVERSAL

Interação entre muros-tímpano e arcos

Sujeitos a impulsos provenientes do enchimento, os muros de tímpano têm a função de os suportar, o que nem sempre acontece acabando por constituir um modo de rotura. Atuando na direção perpendicular ao plano dos muros, os impulsos podem induzir fendas longitudinais no arco, quando é atingida a resistência à tração das juntas e deslocam as juntas do alinhamento longitudinal.

No que respeita apenas ao muro tímpano, a Figura 29 ilustra dois cenários de rotura: a) quando o muro atinge a sua resistência à flexão e b) quando existe rotação na base do muro-tímpano.

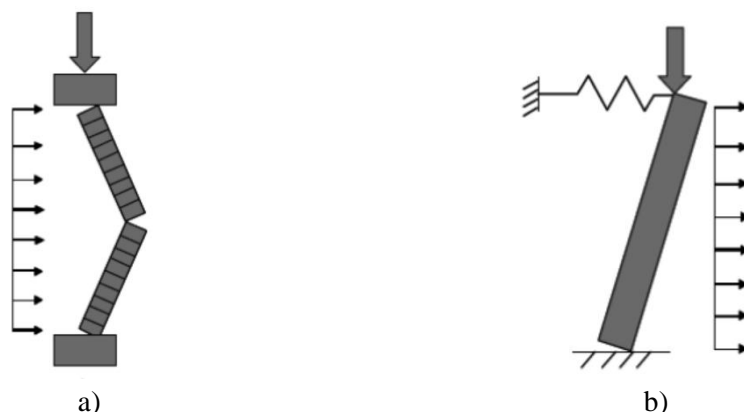


Figura 29 - Modos de rotura associados aos muros-tímpano (adaptado de (Costa, 2009)).

Flexão e punçoamento no arco

Como refere (Costa, 2009), devido à elevada rigidez longitudinal dos tímpanos que funcionam como vigas altas muito rígidas, o arco funciona, como uma laje apoiada nos tímpanos. Devido às cargas que lhe são transmitidas o arco fica sujeito a flexão e corte que podem ser responsáveis por avarias localizadas. Este tipo de danos é agravado quando há destacamento entre os tímpanos e o enchimento e quando há degradação do enchimento. Neste caso, diminui a atenuação das ações transmitidas diretamente para o arco e agrava-se o efeito de flexão. Quando se excede a resistência à flexão o modo de rotura exhibe abertura excessiva das juntas até ao colapso do arco por flexão transversal. No caso de ser excedida a resistência ao corte (rotura por punçoamento) pode ocorrer destacamento e /ou queda de pedras do arco.

3.3. CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS E DO COMPORTAMENTO GLOBAL DA ESTRUTURA

3.3.1. CARACTERIZAÇÃO MECÂNICA E FÍSICA DA PEDRA

Mediante ensaios laboratoriais, é possível conhecer as características mecânicas da pedra, tendo, no entanto, que se recolher as amostras (Figura 30) em locais que não afetem a resistência da construção e a estética, podendo ainda fazer-se a recolha na pedreira onde foram extraídas as pedras para a construção, para se proceder ao ensaio. No caso de se fazer a recolha de amostras na pedreira, é preciso ter em conta que no caso de pontes antigas, as pedras ficaram expostas a agentes agressivos e por isso é preciso realizar ensaios químicos e petrográficos, para se avaliar os efeitos das alterações ao longo do tempo.



Figura 30 - Extração de carotes da base do intradorso de um arco da ponte da Lagoncinha: a) fase de perfuração de um bloco de pedra e b) aspeto final do interior de um furo de amostragem, (Costa, 2009).

Os parâmetros fundamentais para a caracterização da pedra são: resistência à compressão, à tração e ao corte dos blocos de pedra, o módulo de elasticidade e o coeficiente de Poisson. Nos próximos parágrafos serão descritos os ensaios que medem estas características.

O ensaio de compressão uniaxial (Figura 31 a)), serve para caracterizar a pedra quanto à sua resistência à compressão, onde a amostra recolhida é submetida a forças progressivamente crescentes até se atingir a rotura do provete, determinando a tensão de rotura, sendo que este ensaio é destrutivo. Quando não é possível fazer a recolha de amostras, podem ser realizados ensaios não destrutíveis como a determinação da velocidade de propagação de ondas ultra-sónicas através do PUNDIT (Portable Ultrasonic Non Destructive Digital Indicating Test), usando correlações empíricas para conhecer a resistência à compressão. Este ensaio também permite avaliar, indiretamente o grau de alteração, coesão, homogeneidade e a qualidade das pedras.

Para caracterizar a resistência à tração, adota-se o ensaio de compressão diametral (Figura 31 b)), que também é conhecido por ensaio brasileiro. Neste caso o provete fica na horizontal, onde os pratos da máquina de ensaio entram em contato com duas geratrizes diametralmente opostas, exercendo pressão ao longo do comprimento do provete até à rotura.



Figura 31 – Ensaio de caracterização mecânica da pedra: a) Ensaio de compressão uniaxial (www.perta.pt) e b) ensaio de compressão diametral (www.docplayer.com.br).

O módulo de elasticidade (E), é determinado segundo a norma NP EN 14580, que se baseia na aplicação de uma carga inicial, lida nos aparelhos de medida, e posteriormente aumentada a carga de forma contínua até se obter uma tensão que corresponde a $1/3$ da tensão de rotura por compressão, para o qual se estima o módulo de elasticidade (Figura 32).

Para caracterizar o coeficiente de Poisson (ν), é usado equipamentos que mede as extensões longitudinais e transversais que se desenvolvem durante o ensaio da determinação do módulo de elasticidade.



Figura 32 - Ensaio para a determinação do módulo de elasticidade, (www.testlab.eu).

3.3.2. CARATERIZAÇÃO DAS JUNTAS DE ALVENARIA

O comportamento das interfaces entre blocos de alvenaria (Figura 33), pode ser traduzido em termos de tensão normal e tangencial de contato e dos correspondentes deslocamentos relativos das duas faces da junta associados a abertura ou fecho e a escorregamento entre as superfícies de contato.

Citando (Costa, 2009), “a definição dos parâmetros de resistência e deformabilidade e a caracterização do modelo de comportamento das juntas utilizado nos modelos numéricos estruturais pode ser obtida através da realização de ensaios de compressão e de corte ou deslizamento em provetes constituídos por blocos justapostos de material pétreo com ou sem interposição de argamassa, consoante se pretenda avaliar um ou outro tipo de juntas, de modo a obter a evolução da resistência normal com o deslocamento normal e a evolução da resistência ao corte com o escorregamento observado na junta.”

As juntas de alvenaria podem ser caracterizadas quanto ao comportamento ao corte, para o qual podem ser efetuados ensaios de corte (Figura 33) e deslizamento. Os ensaios de corte dependem do número de blocos considerados, dado que os provetes de ensaios podem envolver desde dois blocos até um pano de alvenaria.

Por exemplo, num ensaio de corte com dois blocos sobrepostos, com ou sem argamassa nas juntas, consegue-se caracterizar a evolução da tensão tangencial na junta (τ), mobilizada com o deslocamento horizontal (γ), mantendo a tensão constante ao longo do ensaio, avaliando-se assim a rigidez de corte para uma dada tensão normal. Este ensaio também permite conhecer a evolução do deslocamento normal com o deslizamento fornecendo deste modo informação adicional sobre a variação de volume e dilatação associada ao modo de rotura por corte.

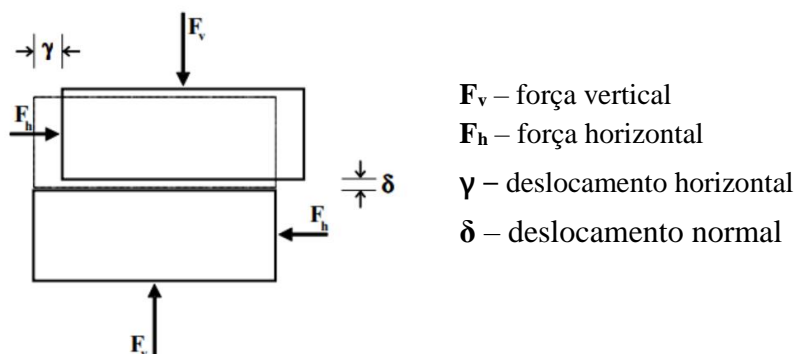


Figura 33 - Esquematização do ensaio de corte (Costa, 2009).

3.3.3. CARACTERIZAÇÃO DA ALVENARIA

3.3.3.1. ASPETOS GERAIS

A alvenaria de pedra é constituída por associação de blocos de pedra natural ou tijolos cerâmicos, por intermédio de juntas que podem ou não conter argamassa constituindo um material heterogéneo, anisotrópico e descontínuo.

Citando (Costa, 2009), “Sob o ponto de vista da descrição do comportamento mecânico dos materiais, a alvenaria é controlada pelas propriedades mecânicas dos seus constituintes, (blocos e argamassa de interposição, se existir) e das interfaces entre os diversos elementos. As juntas constituem planos de descontinuidades e fraqueza da alvenaria onde pode ocorrer abertura/fecho e escorregamento, pelo que, para além dos condicionantes materiais, a sua dimensão, orientação e posição relativa interferem significativamente no comportamento alvenaria na medida em que afetam a sua anisotropia e heterogeneidade.”

Normalmente, é possível diferenciar os diferentes tipos de alvenaria de acordo com o aparelho de alvenaria de pedra regular ou irregular, e pelas juntas argamassadas ou secas (Figura 34).

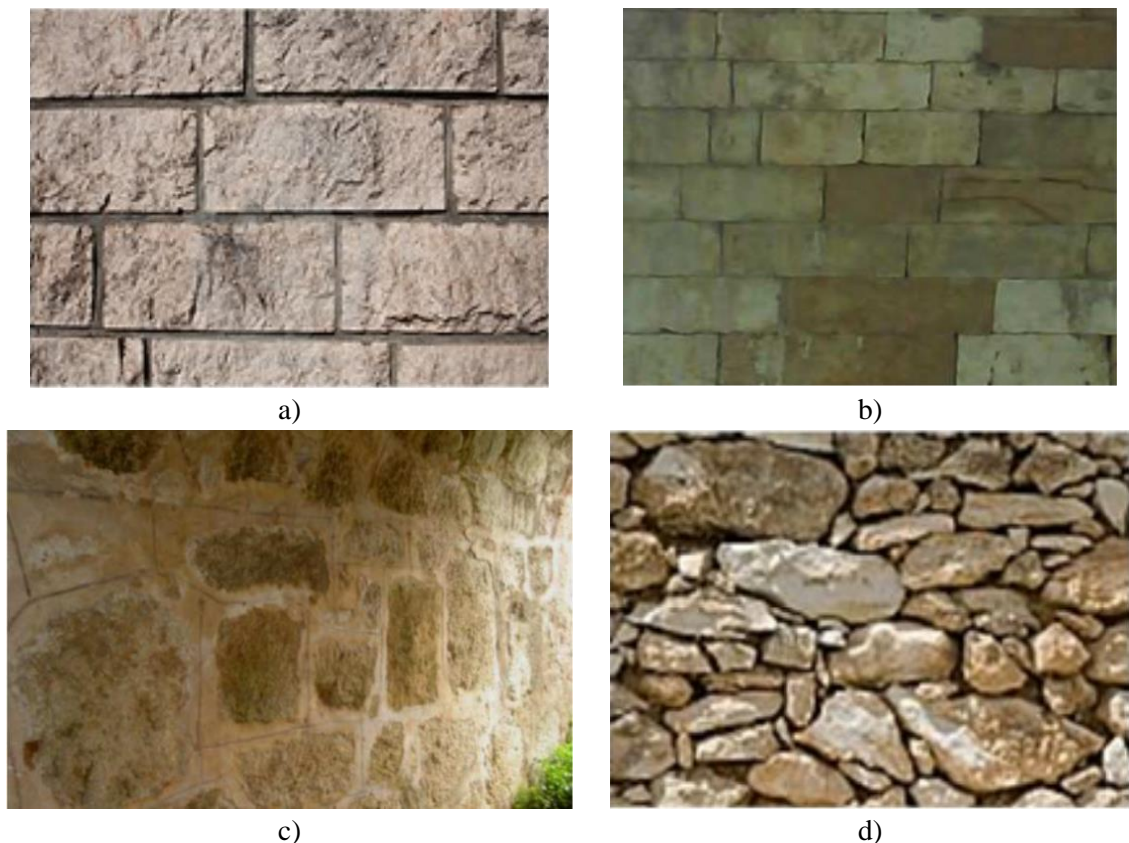


Figura 34 - Tipologia das alvenarias de pedra: a) regular com juntas preenchidas com argamassa, b) regular sem preenchimento nas juntas, c) irregular com as juntas preenchidas com argamassa e d) irregular sem preenchimento nas juntas.

Em geral a resposta do material ao corte, apresenta um ramo elástico e linear até ao pico da tensão resistente, correspondendo uma fase que as fendas abertas (micro-fendas) são estáveis. Após a fase linear, a curva tensão-deformação apresenta comportamento não-linear, originado pela formação de fendas mais acentuadas, iniciando-se a formação de macro-fendas (fendas não-estáveis), resultando um ramo caracterizado pelo amolecimento do material, Figura 35. O fenómeno de amolecimento da alvenaria pode ocorrer para tensões/esforços de compressão, tração ou corte (Lourenço, 1998).

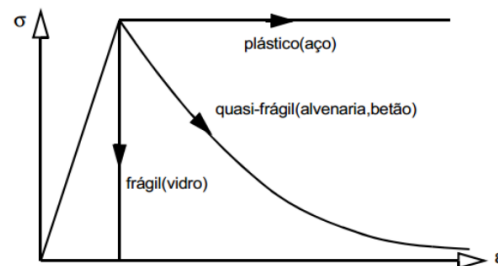


Figura 35 - Curvas tensão-deformação para diversos materiais.

Quando for atingida a tensão de pico, que é uma característica fundamental no estudo do comportamento dos materiais é necessária uma lei para controlar a abertura de fendas, através da energia de fratura.

De acordo com a mecânica das rochas, a abertura de fendas pode ser descrita através da energia de fratura, que se define como a energia requerida para ocorrer a propagação de uma fenda de frágil (alvenaria) numa superfície de área unitária. A energia de fratura pode obter-se pelo integral da curva tensão deslocamento (Figura 36).

As principais propriedades da alvenaria são expressas em termos de unidades de alvenaria (blocos) (1966-1-1, 2005):

- Resistência à compressão, f_b ;
- Resistência à tração, f_t ;
- Resistência ao corte, f_v
- Módulo de elasticidade, E ;
- Coeficiente de Poisson, ν .

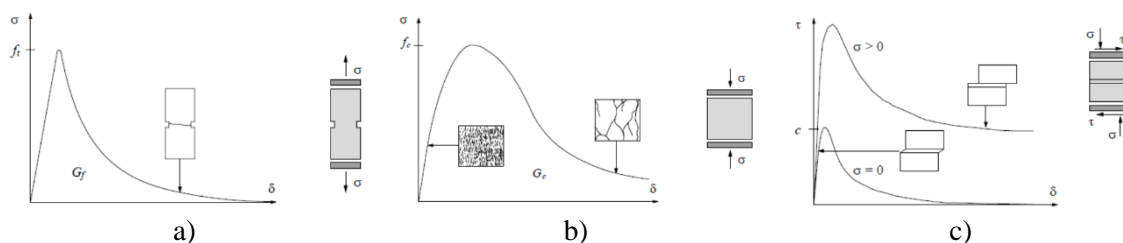


Figura 36 - Comportamento de materiais quasi-frágeis dos esforços: a) tração, b) compressão e c) corte, (Lourenço, 1998).

3.3.3.2. RESISTÊNCIA À TRAÇÃO

A alvenaria e seus constituintes, quando submetidos a esforços de tração apresentam resistência muito limitada e um comportamento quasi-frágil. A caracterização da resistência à tração da alvenaria é feita com base em ensaios de compressão diametral, de tração direta ou ainda de flexão.

Neste sentido (Pluijm, 1999) recorreu a ensaios de tração direta realizados em amostras constituídas por dois blocos ligados por argamassa. (Khalaf, 2005) por sua vez realizou ensaios de flexão em amostras constituídas por blocos em forma de Z e três pontos de carga induzindo rotura por flexão nas juntas horizontais. Dhanasekar et al. (1985) e Hamid and Drysdale (1988) ensaiaram painéis de alvenaria constituídos de vários blocos de cimento submetidos a esforços de tração uniaxial, tração/compressão biaxial e flexão lateral (Costa, 2009).

Quando submetida a esforços de tração pura, a alvenaria possui duas formas de colapso: rotura pelas juntas argamassa-bloco ou diretamente nos blocos, isto em função da resistência à tração dos dois materiais na primeira situação, e da resistência à tração dos blocos na segunda situação.

Perante isto, é possível fazer duas aproximações: i) em que a resistência à tração da alvenaria seja igual à resistência à tração entre argamassa e os blocos, e ii) o cenário da resistência à tração da alvenaria ser igual a do bloco, na medida em a rotura se dá no bloco, devido a existência de um elevado número de poros no bloco e de uma argamassa cuja a resistência é elevada, podendo assim exibir o efeito de cavilha.

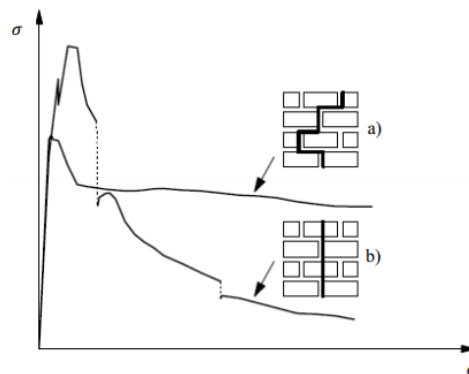


Figura 37 - Gráfico tensão-deslocamento típico para esforços de tração paralelos às juntas horizontais: a) colapso através das juntas entre unidades de alvenaria e b) colapso através das unidades de alvenaria e das juntas, (Lourenço, 1998).

Analisando-se o gráfico (Figura 37), verifica-se que, inicialmente, o comportamento à tração é descrito por um ramo elástico linear até um determinado valor próximo da resistência à tração de pico. Com o ligeiro aumento da tensão, verifica-se que se atinge o valor máximo da resistência à tração, sendo este aumento de tensão caracterizado por um ramo não linear, provocado pela formação de microfendas intergranulares (fendas estáveis). Atingido o valor de pico da resistência à tração, o valor da resistência diminui à medida que se aumenta o deslocamento, traduzindo-se a diminuição progressiva da resistência com o aumento do deslocamento devido à formação de macro-fendas (fendas instáveis), sendo crescentes com o aumento do deslocamento. Este último ramo pode ser matematicamente aproximado por uma função exponencial (Vasconcelos, 2005).

3.3.3.3. RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO

As propriedades elásticas entre argamassa e blocos condicionam o comportamento à compressão uniaxial da alvenaria (Figura 38), uma vez que quando são aplicados esforços de compressão a argamassa tende a expandir lateralmente mais do que os blocos.

A ligação por atrito e coesão entre blocos e argamassa leva então a um confinamento lateral da argamassa que desenvolve esforços de corte na interface e resulta num estado de tensão triaxial de compressão na argamassa, e um estado biaxial de tração e compressão nos blocos. Como consequência ocorrem no provete fendas paralelas à direção do carregamento (Serra, 2013)

No que diz respeito as alvenarias de junta seca, estas possuem normalmente uma resistência à compressão uniaxial mais reduzida, segundo ensaios realizados por (Machado, 2004) e (Vasconcelos, 2005). A explicação para tal motivo, é a inexistência de argamassa de interposição, o que implica a uma não uniformização das tensões nas juntas.

Quando a faces estão em contacto mais amplo, o que acontece nas juntas lisas e nas juntas rugosas com imbricamento ou após esmagamento das rugosidades devido a tensões de compressão elevadas, o comportamento passa a ser próximo ao da rocha intacta (Costa, 2009). No caso de alvenarias de junta argamassada, quando expostas ao esforço de compressão, causam maior expansão na direção transversal das juntas do que dos blocos caso estes apresentarem maior rigidez que a argamassa. Esta interação entre os blocos e a junta dá origem a um estado de compressão triaxial na argamassa, e na alvenaria surgem tensões de compressão na direção da aplicação dos esforços, que são acompanhados de tensões de tração responsáveis por fissuras verticais.

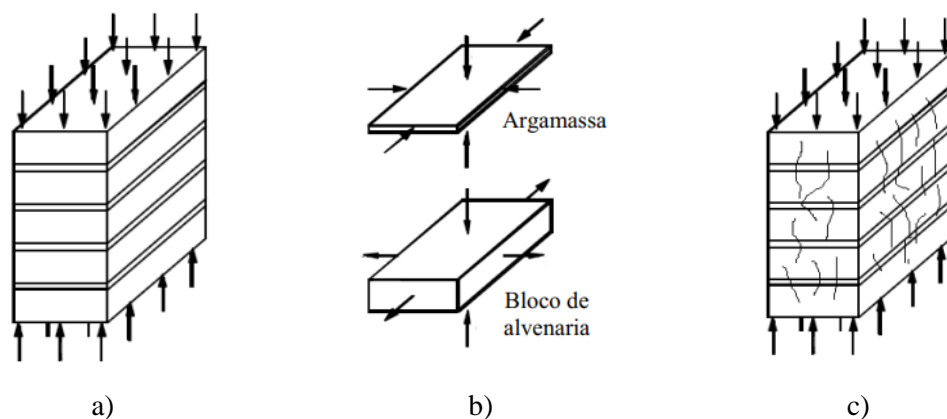


Figura 38 - Compressão uniaxial da alvenaria: a) alvenaria comprimida, b) esquema representativo de tensões na argamassa e no bloco de alvenaria e c) modo de rotura da alvenaria, (Oliveira et al., 2003).

3.3.3.4. ENSAIOS COM MACACOS PLANOS *IN SITU*

A caracterização da alvenaria *in situ* pode ser feita com base nos ensaios com macacos planos (Figura 39), que servem para determinar o estado de tensão e avaliar as características de deformabilidade de paredes e outros elementos estruturais de alvenaria.

Este ensaio fundamenta-se na libertação do estado de tensão, através da realização de entalhes profundo na parede, seguida de aplicação de cargas através de macacos planos, de pequena espessura, com área semelhante dos entalhes inseridos previamente nos entalhes. Os resultados são fiáveis, pois o ensaio é realizado sobre uma amostra não alterada e com dimensões dependentes do tamanho das pedras para representar o comportamento médio do material.

Com apenas um macaco plano pode-se realizar um ensaio simples, permitindo determinar o valor da tensão instalada na parede de alvenaria, e com dois macacos planos faz-se o ensaio duplo, onde consegue-se extrair resultados da resistência e as características de deformabilidade da alvenaria em estudo.



Figura 39 - Ensaio de macacos planos (www.mebel-shopspb.ru).

A obtenção do estado de tensão apoia-se a variação do estado de tensão num determinado ponto da estrutura (normalmente em juntas de argamassa), resultante de um corte perpendicular à superfície. A libertação da tensão causa o fecho do corte, que pode ser quantificado pela medição da convergência entre pares de pontos dispostos simetricamente em relação ao corte. Em seguida, é inserido o macaco plano no corte, e a pressão é aumentada por níveis de carga com incremento constante, até que tenha sido eliminada a convergência medida anteriormente entre os pares de pontos.

Os macacos planos podem ser deixados na alvenaria durante o tempo que se desejar, funcionando como células de carga que acompanham a evolução da estrutura durante um período de observação.

O método permite ainda alcançar as características de deformabilidade de uma amostra de razoáveis dimensões, geralmente na direção vertical. Em diferentes zonas são inseridos dois macacos planos (com forma geométrica) em cortes previamente executados; os macacos ligados em paralelo à bomba de pressão, sendo então aplicada uma tensão uniaxial à amostra da alvenaria localizada entre os macacos, reproduzindo condições do ensaio muito semelhantes à do ensaio uniaxial convencional. O ensaio é realizado através de vários ciclos de carga/descarga, com o aumento/diminuição gradual dos níveis de tensão com intervalos constantes, sendo realizado em cada nível leituras das deformações da amostra. Os níveis máximos de tensão serão selecionados em função das características mecânicas da parede, não devendo exceder, normalmente, 50% da resistência à compressão uniaxial.

3.3.4. CARACTERIZAÇÃO DO ENCHIMENTO

O material de enchimento pode ser caracterizado através dos ensaios com célula radioativa, ensaio com garrafa de areia, ensaio proctor, ensaio triaxial, ensaio edométrico e ensaio pressiométrico, em que neste trabalho se descreve apenas os ensaios triaxial e pressiométrico, uma vez que o Laboratório de Engenharia Sísmica e Estrutural (LESE) da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto tem aplicado em trabalhos recentes estas técnicas às pontes de alvenaria de pedra.

3.3.4.1. ENSAIO TRIAXIAL

Para caracterizar a resistência ao corte dos solos, o ensaio triaxial (Figura 40), é um dos mais usados em laboratórios de geotecnia. Em Portugal, é mais frequente o uso de materiais de granulometria extensa, constituída por frações de natureza variada.

Citando (Moreira, 2014), “O comportamento deste tipo de material pode ser assimilado ao comportamento de solos reconstituídos, apresentando reduzidos valores de resistência à tração e de resistência ao corte. O estado de tensão deste tipo de material é tridimensional. O comportamento do material de enchimento é altamente não-linear, com ciclos de histerese e plastificação associados. Além disto, o comportamento depende de vários fatores internos e externos ao material.”

Convém sempre caraterizar os parâmetros que definem a evolução do comportamento no regime não-linear, particularmente o ângulo de atrito, a coesão, ângulo da dilatância e as curvas das tensões versus deformações, para além dos parâmetros de elasticidade tais como, o módulo de elasticidade (E), o coeficiente de Poisson (ν) e o peso específico (ρ).

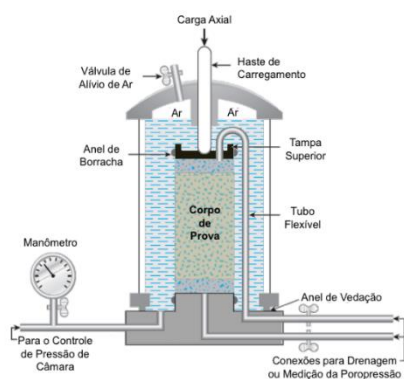


Figura 40 - Ensaio triaxial (www.iesb.blackboard.com).

3.4.4.2. ENSAIO PRESSIOMÉTRICO

Para caracterização *in situ*, pode ser usado o ensaio pressiométrico. Na década de 1950, em França o ensaio de pressiômetro do tipo Ménard (PMT) (Figura 41), consistindo na inserção da sonda pressiométrica num pré-furo feito no solo e imposição de deformação radial de uma membrana por meio de inserção de gás nitrogénio (expansão da sonda) que, conseqüentemente, introduz uma compressão horizontal do material na zona envolvente. Este tipo de ensaio pode ser realizado em solos brandos ou duros, adaptando-se para tal membranas apropriadas.



Figura 41 - Pressiômetro de Ménard, (www.celigeo.fr)

3.3.5. COMPORTAMENTO GLOBAL DA ESTRUTURA

O comportamento global pode ser experimentalmente aferido através de ensaios dinâmicos de vibração ambiental. Os ensaios dinâmicos servem para comparar os parâmetros modais identificados com os cálculos através de modelos numéricos. O ensaio de vibração ambiental não necessita de excitação artificial, sendo suficiente a excitação devido a ações ambientais (caso do vento). Este ensaio tem vindo a tornar-se bastante popular nos últimos anos. Para além de económico e de ser portátil, este tipo de ensaio pode ser realizado sem interromper a circulação a utilização da estrutura.

O ensaio de vibração ambiental fornece as frequências naturais e os modos de vibração, que permitem confrontar se o comportamento da estrutura é concordante com o modelo numérico desenvolvido. Os valores medidos poderão ajudar na análise da degradação estrutural ao longo do tempo, eventuais acidentes, ou ainda o envelhecimento natural dos materiais.

Para se ter sucesso no ensaio é preciso uma adequada seleção do equipamento (Figura 42). A medição da resposta dinâmica das estruturas sujeitas a ações ambientais é efetuada recorrendo a acelerómetros e conversores analógico-digitais ligados a um computador portátil para registo e processamento sísmos. É fundamental a utilização de equipamentos de elevada sensibilidade e resolução para este tipo de ensaio, dado que não existe excitação artificial, o que não permite ter acelerações com elevada amplitude.

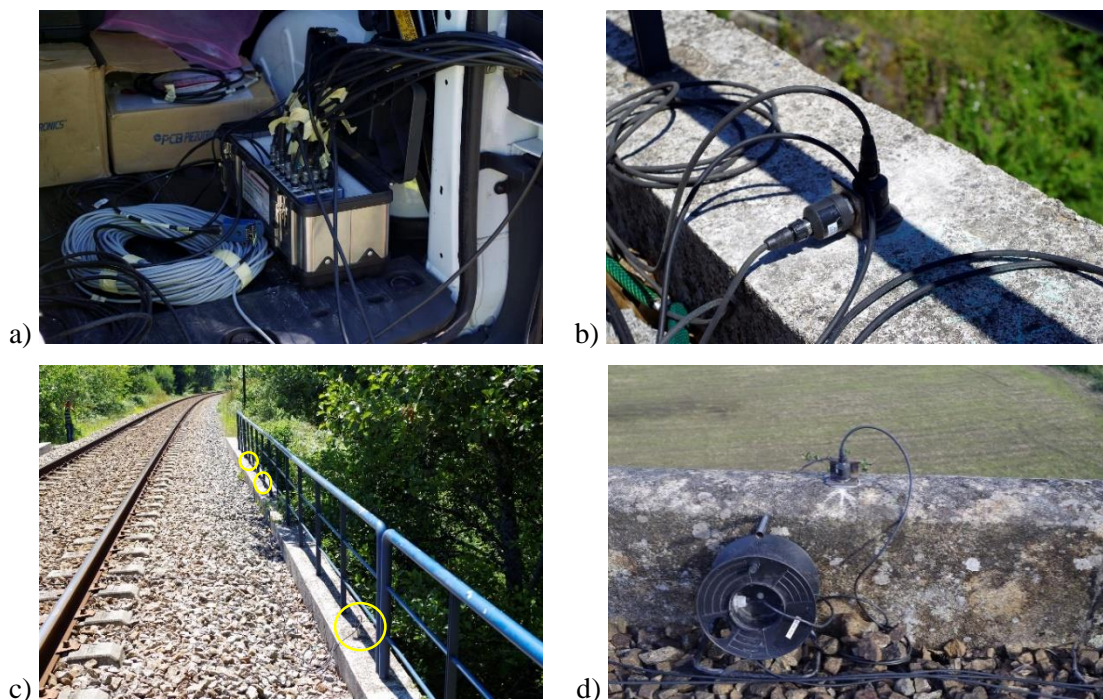


Figura 42 - Ensaio de vibração ambiental: a) sistema de aquisição, b) acelerómetros uniaxiais na direção Y e Z, c) acelerómetros instalados no muro da ponte e d) acelerómetro uniaxial na direção Z.

3.4. METODOLOGIAS DE ANÁLISE PARA PONTES EM ARCO DE ALVENARIA DE PEDRA

Para estimar a capacidade estrutural das pontes de alvenaria, antigamente os engenheiros e/ou mestres antigos usavam métodos mais ou menos empíricos, que se baseavam nos conhecimentos das relações geométricas e apreciações intuitivas das observações experimentais.

Em termos de informação existente anterior ao período medieval pode-se dizer que é escassa, pois havia tratados que circulavam em meios restritos e de geração em geração. Nos séculos XVII e XVIII, surgiram os primeiros estudos científicos sobre a avaliação da capacidade de carga em pontes em arco de alvenaria, mas mesmo assim os mestres daquela época apoiavam-se no método da tentativa e erro focado nas proporções geométricas, e que iam consolidando a matéria com o passar do tempo, e daí criavam regras básicas para dimensionamento que eram disseminados aos descendentes.

3.4.1. MÉTODOS SIMPLIFICADOS

Diversos autores abordaram o método simplificado de análise de aplicação de cargas em pontes em arco de alvenaria em que se destaca (De La Hire, 1712) que estudou a mecânica estrutural de arcos e abóbadas, aplicando os conhecimentos da estática associada às observações experimentais dos mecanismos de colapso. Destacando-se ainda (Léonard, 1452), que descobriu o correto mecanismo de colapso dos arcos, ou seja, a formação de rótulas da estrutura e o conceito do impulso horizontal indicando o local onde deveria ser colocado tirantes para absorver estes impulsos.

(Alberti, 1452), estabeleceu uma nova regra de projeto dos arcos que consistia na forma semicirculares, pois eram mais fortes não tendo que recorrer a tirantes para equilibrar os impulsos. Nestas regras (Figura 43), que se que iriam conservar até aos meados do século XVII, impunham-se proporções para os diversos elementos de uma ponte, que nem sempre foram tidas em conta na construção de outras pontes durante aquela época, por terem sido questionadas diversas regras de dimensionamento, nomeadamente a dos apoios dos arcos.

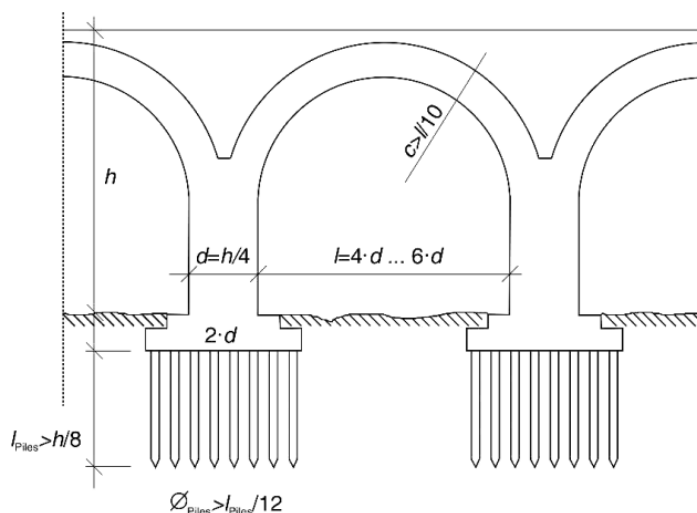


Figura 43 - Regras empíricas para o projeto de arcos de pontes propostas por Alberti (Proske and van Gelder, 2009).

Dado que os métodos simplificados empíricos de projeto de pontes de alvenaria teve a contribuição de diversos autores, que constituem um grande valor histórico para a engenharia estrutural, nas Tabela 8 e Tabela 9, resumem-se propostas de outros grandes nomes da engenharia de pontes em arco e pilares de alvenaria e as respetivas formulas usadas para o dimensionamento dos arcos.

Tabela 8 – Autores e fórmulas para o dimensionamento de arcos (semi-circulares amplos e rasos), adaptado de (De Santis, 2011).

Data	Autor	Arco Amplo	Arco Raso
1716	Gautier	$t = 0.32 + L/15$	-
1788	Perronet	$t = 0.325 + 0.035L$	$t = 0.325 + 0.0694R$
1809	Gauthey	$t = 0.33 + L/48$ ($L < 16m$)	-
		$t = L/24$ ($16m \leq L < 32m$)	-
		$t = 0.67 + L/48$ ($L > 32m$)	-
1809	Sganzin	$t = 0.325 + 0.03472L$	-
1845	Déjardin	$t = 0.30 + 0.045L$	$t = 0.30 + .025L$
1854	L'Éveillé	$t = 0.333 + 0.033L$	$t = 0.33 + 0.033\sqrt{L}$
1855	Lesguillier	$t = 0.10 + 0.20\sqrt{L}$	$t = 0.10 + 0.20\sqrt{L}$
1862	Rankine	$t = 0.19\sqrt{R}$	-
			$t = 0.24 + 0.07R$ ($\alpha < 45^\circ$)
			$t = 0.24 + 0.05R$ ($45 < \alpha < 60^\circ$)
1870	Dupuit	$t = 0.20\sqrt{L}$	$t = 0.15\sqrt{L}$
1885	Croizette-Desnoyers	$t = 0.15 + 0.20\sqrt{R}$	-
XIX Cent.	Udine-Pontebba railway	$t = (1 + 0.10L)/3$	$(1 + 0.20R)/3$
1914	Séjourné	$t = 0.15 + 0.15\sqrt{L}$	-
		2 anéis de tijolo (24cm) ($L < 1.75m$)	
		3 anéis de tijolo (36cm) ($2m < L < 3m$)	
		3 anéis de tijolo (48cm) ($3.5m < L < 5.75m$)	
		5 anéis de tijolo (60cm) ($6m < L < 8.5m$)	
		$t = L/15 \div L/12$ ($L > 8.5m$)	
1926	Breymann		Igual a situação do arco amplo + 1 anel de tijolo

t = espessura do arco; L = vão; R = raio; α = ângulo de arranque.

Tabela 9 – Autores e fórmulas para o dimensionamento de pilares, adaptado de (De Santis, 2011).

Ano	Autor	Espessura do pilar
1684	Blondel	$L/4 \leq b \leq L/3$
		(Arco raso)
		$b = L/4$
1716	Gautier	(Arco amplo) $b = L/5$
1788	Perronet	$b = 2.25t$
XIX Cent.	German engineers	$b = 0.292 + 2t$
1881	Rofflaen	$b = 2.5t$
		$(10m \leq L)$
		$b = 3.5t$
1914	Séjourné	$(10m \leq L)$
		$L/10 \leq b \leq L/8$

t = espessura do arco; L = vão; b = espessura da seção superior do pilar

3.4.2. MÉTODOS SEMI-EMPÍRICOS

O método (MEXE) (Military Engineering Experimental Establishment) é, provavelmente o método semi-empírico mais conhecido para a estimativa da capacidade de carga de pontes em arco de alvenaria. Este método surgiu no Reino Unido, tendo (Pippard, 1948) como um dos seus impulsionadores nos anos 30.

O método é mais aplicado não apenas na Reino Unido (Hughes and Blackler, 1997), mas também em muitos outros países desde que foi incluído no UIC-Codex. Com o intuito de ser uma ferramenta útil aos engenheiros militares, foi desenvolvido durante a segunda guerra mundial, para avaliar a capacidade de carga das pontes em arco por onde passavam os veículos militares, considerando o comportamento linear-elástico dos materiais.

3.4.3. MÉTODO DA ANÁLISE LIMITE

Esta teoria inicialmente foi aplicada a estruturas metálicas, mas veio depois ser adotada para estruturas de alvenaria (caso das pontes em arco), por (Heyman, 1969), que considerou três hipóteses para a aplicação deste método em estruturas de alvenaria sob ação de cargas gravíticas:

- A alvenaria é “infinitamente” rígida;
- A alvenaria não tem resistência à tração;
- Não ocorre a rotura por deslizamento.

Verifica-se que as tensões nas estruturas de alvenaria são extremamente baixas quando comparadas com as tensões de rotura do material e, por conseguinte, as extensões e as deformações a que o material é sujeito também são muito reduzidos, neste contexto assenta a admissibilidade da hipótese de rigidez “infinita” da alvenaria. Mesmo que ocorram concentrações de tensões que provoquem esmagamentos localizados, não é afetada a estabilidade global da estrutura.

A resistência da alvenaria à tração é muito baixa ou nula, dependendo da existência de argamassa de interposição e das suas propriedades mecânicas. Assim, é conservativo admitir que a resistência à tração para este tipo de construção é nula.

O coeficiente de atrito da alvenaria é elevado, restringindo o deslizamento na maioria dos casos. Assim, esta última hipótese é globalmente válida.

Os princípios da análise limite são usados na formulação de alguns programas de cálculo, para a análise de pontes em arco de alvenaria, como é o caso do RING – Arch Bridge Analysis desenvolvido por (Gilbert, 2014), programa usado durante a realização deste trabalho, e do “Archie-M – Masonry Arch Bridge and Viaduct Assessment software”.

3.4.4. ANÁLISE NUMÉRICA PELO MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS (MEF)

A primeira abordagem de elementos finitos em arcos de pontes de alvenaria possivelmente foi realizada por (Crisfield, 1985), recorrendo a um modelo elástico-linear para o comportamento dos blocos de alvenaria.

Hoje-em-dia, com o avanço das metodologias, técnicas e capacidades computacionais, já é possível fazer uma descrição mais realista dos materiais de alvenaria (envolvendo comportamento não-linear), que pode ser usada para a simulação de pontes em arco. A modelação da alvenaria pode ser feita por micro-modelação e macro-modelação, sendo que na primeira a modelação é feita de forma separada, ou seja, modelam-se os blocos de alvenaria e o material da junta, que ficam separados pelos elementos de interface (de espessura nula ou não) representando potencialidades de fendilhação ou superfície de escorregamento, enquanto que na segunda não existe modelação separada dos elementos, definindo assim um meio contínuo homogéneo, equivalente e anisotrópico.

Na Figura 44, pode-se observar as três modelações diferentes em que (I) representa os blocos da alvenaria, (II) o elemento material de junta, (III) o elemento superfície de interface, (IV) as juntas e por último (V) o elemento compósito.

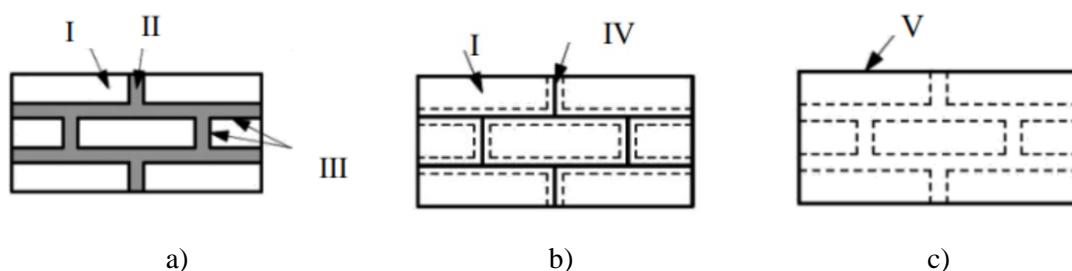


Figura 44 - Estratégia de modelação para estruturas de alvenaria pelo método dos elementos finitos:

a) micro-modelação detalhada (juntas de espessura não nula), b) micro-modelação simplificada (juntas de espessura nula) e c) macro-modelação, adaptados de (Lourenço, 1998)

(Costa, 2009) apresentou estratégias de modelação numérica para pontes em arco de alvenaria de pedra usando método dos elementos finitos, para o estudo de três pontes (ponte de São Lázaro (Figura 45), ponte da Lagoncinha e ponte de Vila Fria). A estrutura de alvenaria dos arcos e tímpanos foi discretizada atendendo a estratégias de micro-modelação simplificada em que os blocos de pedra foram discretizados com elementos finitos contínuos, devidamente individualizados entre si usando elementos de junta de modo a poder considerar o comportamento das interfaces existentes entre eles. Os enchimentos, os pilares, os talhantes e os quebrantes são discretizados utilizando macro-elementos contínuos definidos a partir do contorno geométrico exterior de cada um daqueles elementos, de modo a permitir considerar diferente comportamento em cada um deles.

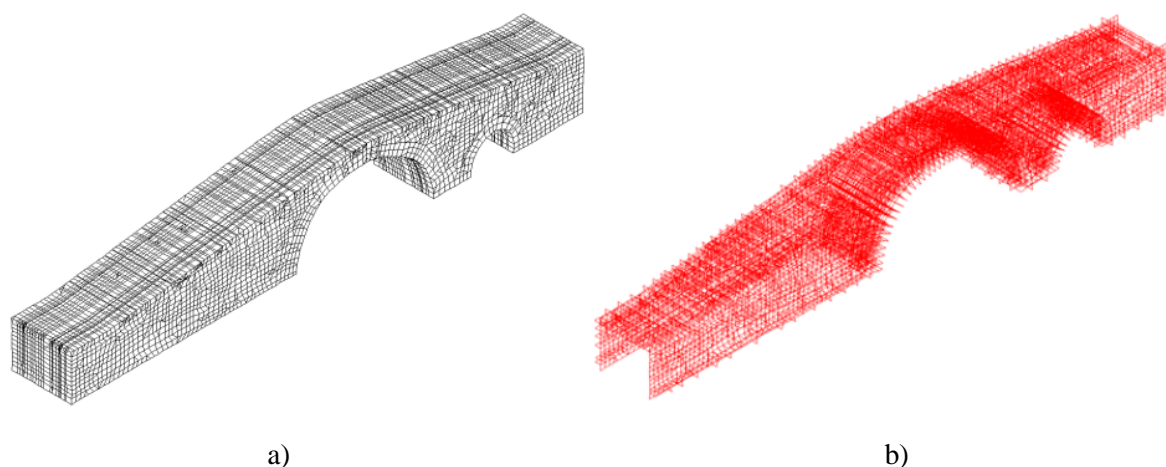


Figura 45 - Modelo 3D da ponte de S. Lázaro: a) Malha de blocos e b) de juntas.

3.4.5. ANÁLISE NUMÉRICA PELO MÉTODO DE ELEMENTOS DISCRETOS

O método dos elementos finitos muitas vezes apresenta problemas de convergência principalmente quando existem grandes fendas, o que significa que nem sempre assumir propriedades de material homogéneo é adequado ou minimamente realista. O método de elementos discretos é utilizado como procedimento de simulação de movimentos de um número limitado de corpos com qualquer forma sujeita a interações nos seus pontos/superfícies de contato.

As primeiras aplicações do MED são descritas em (Cundall, 1971) e (Strack and Cundall, 1979). Desde então, o método encontrou ampla aplicação no cálculo de elementos de alvenaria e pontes em arco de alvenaria. Por exemplo, (Maunder et al., 1993), (Lemos, 1995), (Moharnmadi et al., 1998), (Roberti and Calvetti, 1998), (Thavalingam et al., 2001), (Brookes and Collings, 2003), (Bićanić et al., 2003), (Jackson, 2004), (Schlegel, 2004) e (Rouxinol et al., 2007) usaram este método para a análise de pontes em arco de alvenaria. Embora o método de elementos discretos, seja um método muito geral e robusto, o problema de aplicação prática ainda é o elevado tempo de computação e uma grande variedade de diferentes parâmetros de materiais que são frequentemente desconhecidos ou difíceis de medir na estrutura.

3.5. SÍNTESE FINAL DO CAPÍTULO

No presente capítulo foram abordados temas tais como: aspetos gerais de distribuição e transmissão de esforços, nas direções longitudinais e transversais, em que se explica o papel das componentes estruturais principais das pontes; os modos de rotura nas pontes em arco de alvenaria de pedra, apresentando resultados de ensaios realizados no Reino Unido pela TRL – Transport Research Laboratory e modo de rotura de cada elemento constituinte da ponte; a caracterização dos materiais e do comportamento global da estrutura expondo os ensaios laboratoriais e *in situ* necessários para se obter os parâmetros fundamentais para a posterior caracterização dos materiais e comportamento das pontes; e as metodologias de análise para as pontes em arco de alvenaria de pedra, exemplificando os trabalhos desenvolvidos por (Costa, 2009), sendo estes tópicos fundamentais para a perceção do desempenho estrutural das pontes em arco de alvenaria de pedra.

4

MODELAÇÃO NUMÉRICA DA PONTE DO LEÇA

4.1. INTRODUÇÃO

A modelação numérica é uma ferramenta muito útil que tem vindo a ganhar cada vez mais força com o passar dos anos, pois consegue-se obter muito bons resultados comparados com os ensaios *in situ* das grandes obras de arte. Tendo resultados de ensaios, pode-se fazer calibrações do modelo, de forma a reproduzir a realidade por via de simulações numéricas.

4.2. A PONTE DO LEÇA

A ponte sobre o rio Leça foi inaugurada a 21 de Maio de 1875, e está localizada ao PK09 da linha do Minho e a 1 Km a norte da estação de Ermesinde. É uma ponte de arco único de alvenaria de pedra granito, cuja altura máxima é de 18 metros e vão do arco com cerca de 16 metros, composta por aduelas de aproximadamente 1 metro de espessura. A extensão total da ponte é de cerca de 28 metros e tem uma largura de 5.31 metros. Quer a montante, quer a jusante a ponte é reforçada com 4 muros-ala em alvenaria de pedra granítica, dispostas dos dois lados. Estas características geométricas referidas podem ser visualizadas nas imagens da Figura 46 à Figura 48, esta última com reproduções do projeto da ponte do Leça.

Posteriormente, durante a década de 90 foi construída uma nova ponte (ao lado da ponte do Leça) de betão armado com o objetivo da duplicação da linha (Figura 49), atualmente a linha encontra-se duplicada e eletrificada entre Ermesinde e Nine.

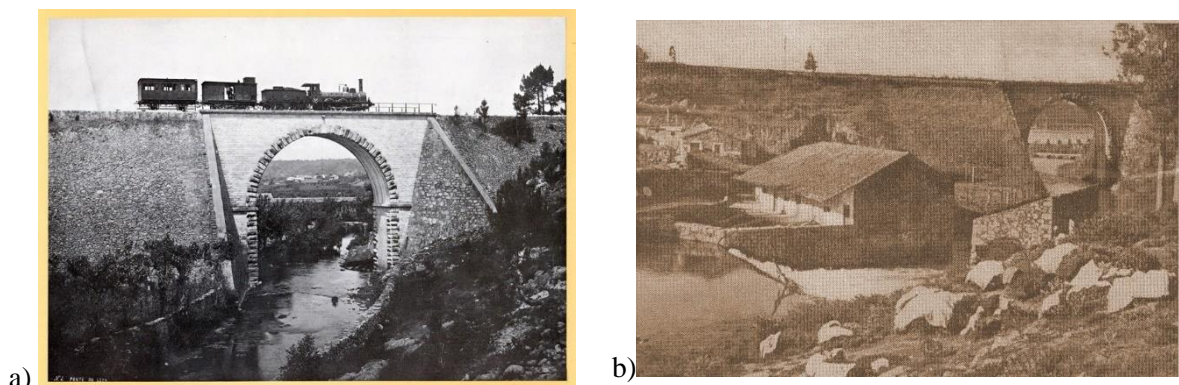
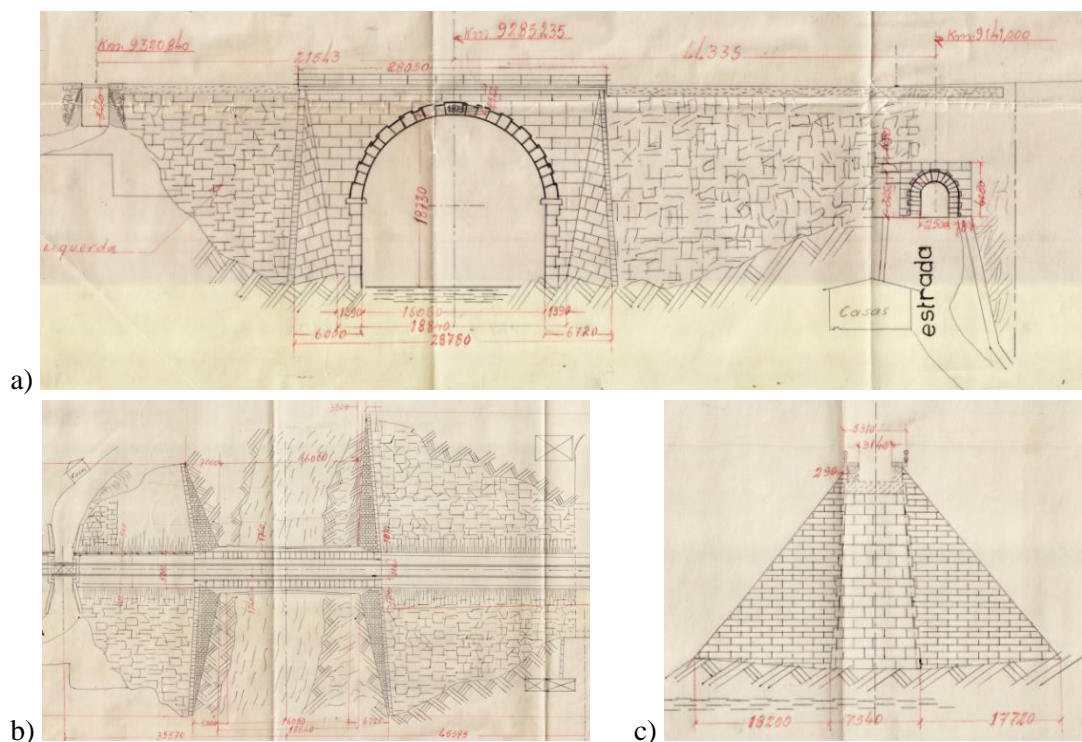


Figura 46 - Imagem antiga da ponte do Leça: a) vista de jusante (www.c.geneal.over-blog.com) e b) vista de montante (www.beladermesinde.blogspot.com/2010/12).



a) b)
Figura 47 - Vistas atuais da Ponte do Leça: a) vista de jusante e b) vista de montante.

Os desenhos originais do projeto, foram obtidos na base de dados da IP-Infraestruturas de Portugal.



a) b) c)
Figura 48 - Desenhos do projeto da Ponte do Leça: a) alçado, jusante b) planta e c) corte transversal(arquivos da IP).

Tratando-se de uma ponte ferroviária, sobre o tabuleiro existe uma camada de balastro que suporta travessas do tipo monobloco e carril perfil UIC60, que constitui uma das vias da linha do Minho.

A linha do Minho é uma linha popular pelo tráfego intenso de suburbanos entre Porto e Braga, e Porto e Guimarães, onde passam comboios rápidos como o alfa pendular e intercidades, regionais de Porto até Valença com ligação a Espanha (Vigo) e diversificado tráfego de mercadorias (caso do comboio siderúrgico ilustrado na Figura 49 b), de transporte porta contentores e de rolaria de madeira provenientes de Espanha (Galiza) com destino às fábricas de papel.



Figura 49 - Exemplos de comboio que passam na linha do Minho: a) comboio suburbano (João Silva, 2011 – www.trains.smugmug.com) e b) comboio siderúrgico (Gil Monteiro, 2016).

Após uma inspeção da ponte foi possível confirmar o comprimento total da mesma e identificar algumas anomalias que podem ser reparadas de modo a preservar a integridade da ponte. Normalmente as entidades que gerem as obras-de-arte fazem levantamentos dos danos, identificando as causas, que permitem efetuar o diagnóstico e definir os meios de prevenção de reparação das anomalias.

Até se proceder a reparação dos danos das pontes existem vários procedimentos que desenrolam faseadamente, que pode ser visto num organigrama resumido na Figura 50.

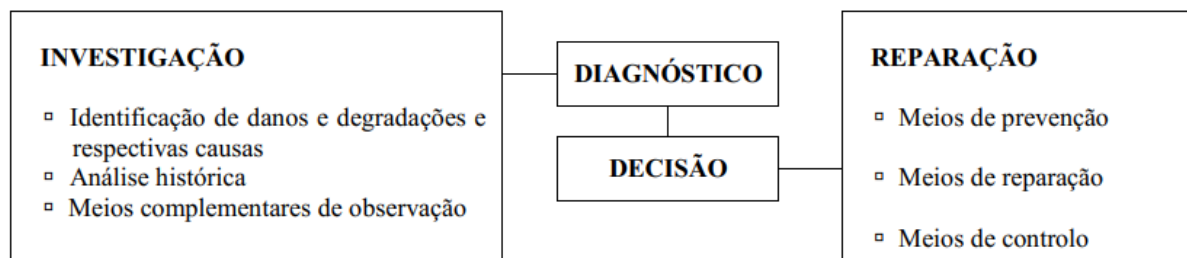


Figura 50 - Diagrama de procedimentos para intervenção em pontes (Costa, 2009).

Na Figura 51 é possível observar nas vistas gerais de alguns dos seus principais elementos e visualizar algumas anomalias descritas nos próximos parágrafos.

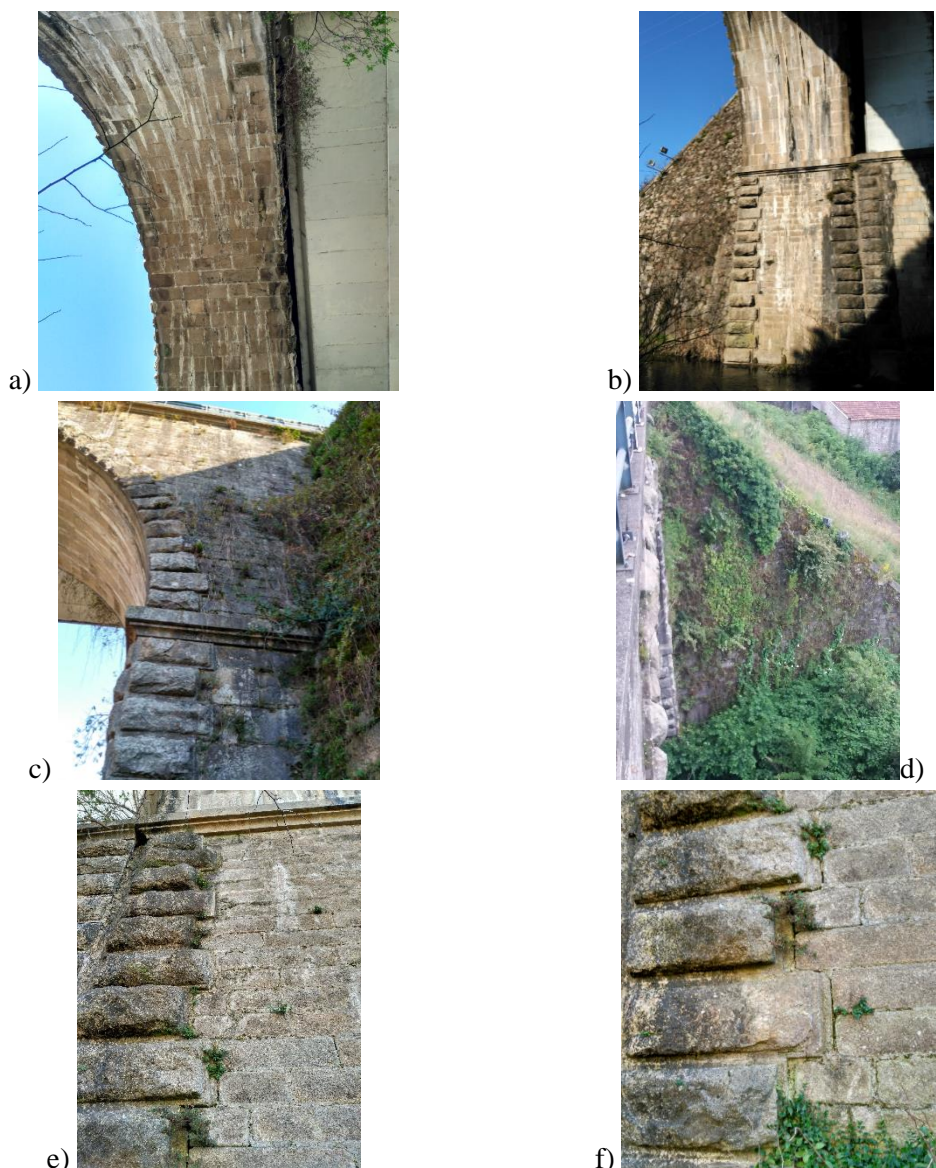


Figura 51 - Identificação de anomalias na ponte do Leça.

De forma geral a ponte apresenta um bom estado de conservação, no entanto foram detetadas algumas anomalias menores, tais como, abertura de juntas nas pedras de moldura dos pilares, poluição biológica e escorrimentos no intradorso do arco. Verifica-se a existência de vegetação de pequeno e médio porte na Figura 51 c) e d) nos paramentos da ponte e muros ala, sendo esta anomalia uma das mais frequentes em pontes de alvenaria.

Na Figura 51 e) pode-se observar abertura de juntas que tem como causa o destacamento das pedras da moldura do pilar em relação as restantes pedras que constituem o pilar-encontro. Pode ter ainda causas como, falta de argamassa nas juntas, e ocorrência de vibrações excessivas induzidas na ponte por ação do transito ferroviário ou, eventualmente, ações sísmicas.

Verifica-se também escorrimentos originados pela infiltração de água no interior da ponte arrastando consigo material de enchimento que provoca as manchas visíveis no intradorso do arco, podendo ser vistas nas imagens da Figura 51 a) e b). Este dano muitas vezes deve-se a deficiência do sistema de drenagem.

4.3. ENSAIO EXPERIMENTAL DE IDENTIFICAÇÃO MODAL

O ensaio de vibração ambiental da ponte do Leça teve como objetivo a identificação experimental dos parâmetros modais da ponte, nomeadamente, as frequências naturais de vibração, as configurações modais e os coeficientes de amortecimento.

Este ensaio foi realizado com base numa técnica que considera pontos de referência fixos e pontos móveis e envolveu a utilização de 14 acelerómetros piezoelétricos da marca PCB, modelo 393A03. A resposta ambiental foi avaliada em termos das acelerações nas direções longitudinal (x), transversal (y) e vertical (z), num total de 9 pontos de medição, localizados no muro de bordo de pedra acessível em cima do tabuleiro. Só foram instalados acelerómetros num dos lados da ponte, o outro não está acessível. O esquema de ensaio apresenta-se na Figura 52.

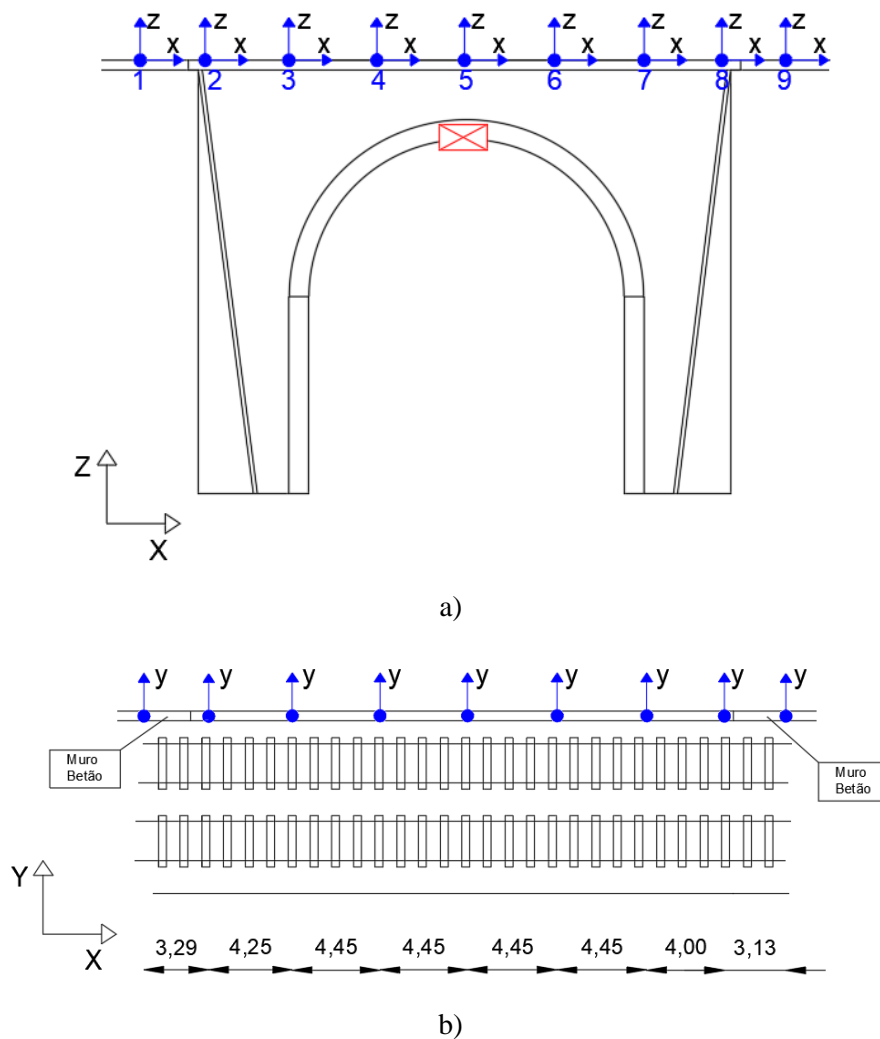


Figura 52 – Esquema de ensaio: a) vista em alçado e b) vista em planta.

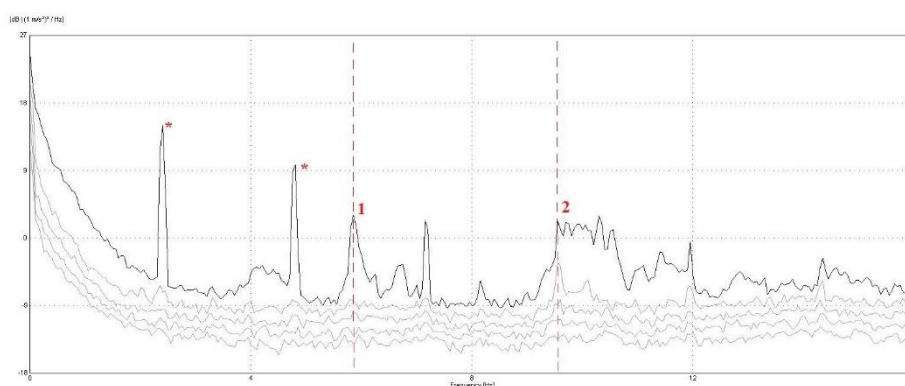
Na Figura 53 são visíveis imagens do tabuleiro da ponte onde os acelerómetros foram colocados sobre o muro de bordo de pedra.



Figura 53 – Ensaio de vibração ambiental da ponte do Leça.

A aquisição dos dados foi realizada através de um sistema cDAQ-9172 da National Instruments tendo-se recorrido a módulos NI9233 para acelerómetros do tipo IEPE. As séries temporais foram adquiridas ao longo de períodos de 10 minutos, com uma frequência de amostragem de 2048 Hz, posteriormente decimados para 128 Hz.

A identificação dos parâmetros modais da ponte foi realizada por intermédio da aplicação da versão melhorada do método de decomposição no domínio da frequência (EFDD), através do programa AR-TeMIS (SVS, 2009). Na Figura 54, apresentam-se as curvas dos valores singulares médios e normalizados da matriz dos espectros. A identificação das frequências de vibração mais relevantes pode ser realizada através da avaliação das abcissas em correspondência com os picos da curva do primeiro valor singular. Numa análise preliminar ao espectro foi possível identificar-se 2 modos de vibração (globais) da ponte, que se identificam na Figura 54.

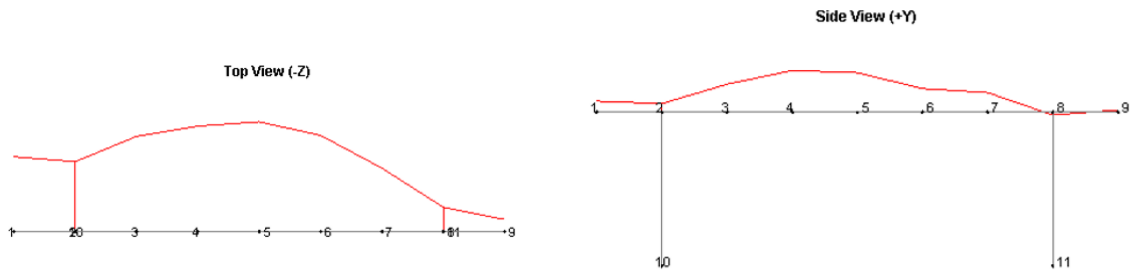


1, 2 picos referentes a modos de vibração globais da ponte
 * picos não referentes a modos globais da ponte

Figura 54 – Espectro dos valores singulares médios e normalizados calculados com as acelerações medidas nas direções transversal e vertical.

Na Figura 55 ilustram-se as configurações relativas aos modos de vibração identificados, em perspetiva, com a indicação dos valores das frequências e dos coeficientes de amortecimento.

Modo 1 – $f = 5.85 \text{ Hz}$; $\xi = 1.23\%$



Modo 2 – $f = 9.70 \text{ Hz}$; $\xi = 0.72\%$

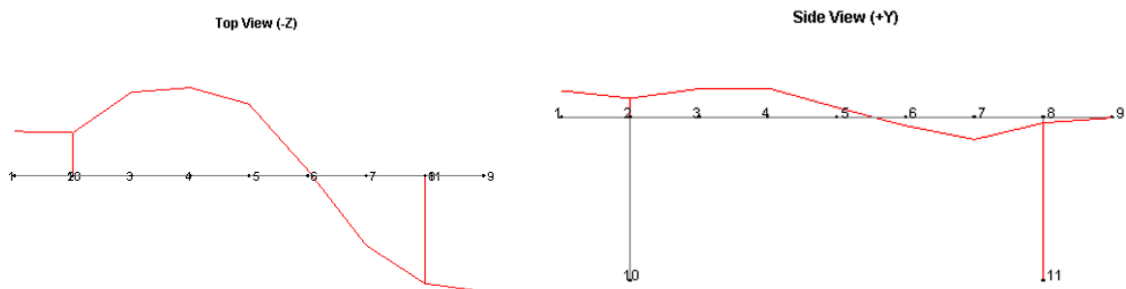


Figura 55 – Configurações modais (vistas de topo e alçado), de 2 modos de vibração experimentais.

No tempo previsto para este trabalho não foi possível concluir a identificação de mais modos de vibração da ponte, nem a posterior calibração do modelo numérico. Contudo, nesta análise preliminar que é apresentada neste trabalho foi possível identificar 2 modos de vibração da ponte, e concluir que o erro entre as frequências numéricas e experimentais, apesar de relativamente alto, evidenciam já uma proximidade dos valores usando as propriedades da ponte PK124 e com as condições fronteira inicialmente adotadas.

Também se conclui que as condições de fronteira, nomeadamente a transição da ponte para o aterro dos encontros, são aqui determinantes e como já ficou demonstrado na análise que é feita no subcapítulo anterior passa muito por aí, para os desenvolvimentos futuros, a estratégia a adotar para a calibração do modelo numérico.

4.4. MODELO NUMÉRICO

4.4.1. PROCESSO DE MODELAÇÃO

O modelo numérico foi desenvolvido através de três programas de modo sequencial, Autocad (Autodesk, 2018), GID (Ribo et al., 2002) e (ANSYS, 2012). Primeiramente foi necessário recolher os dados relativos a geometria da ponte (com base em desenhos do projeto) e de seguida proceder-se à materialização tridimensional em Autocad, onde o modelo foi construído de forma separada por elementos constituintes da ponte e depois guardados em formato DXF para numa fase seguinte ser processado no programa GID.

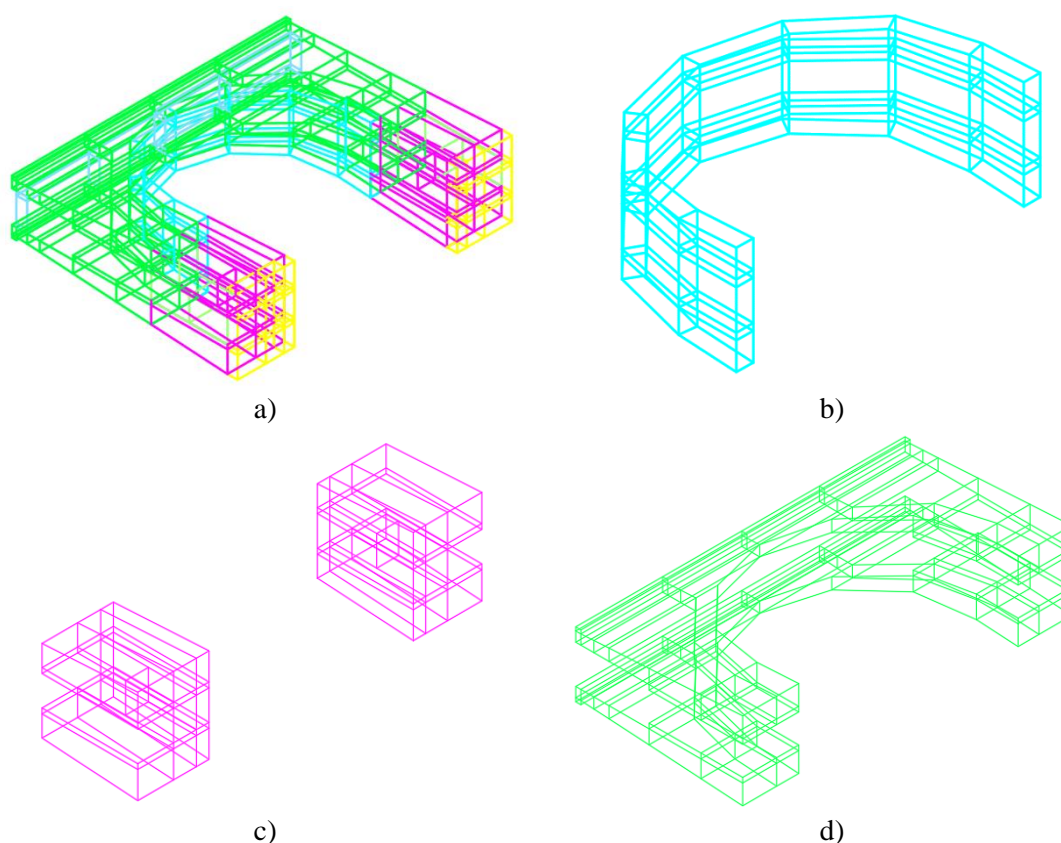


Figura 56 - Imagens retiradas do Autocad 2018: a) Modelo global, b) arco, c) pilares e d) muros-tímpano.

Com os correspondentes ficheiros DXF gravados, os elementos da ponte são importados para o GID, onde são criadas as superfícies NURBS (Non Uniform Rational Basis Spline) e os volumes (Figura 57 b)) de cada peça do modelo. Estes são em formato GEO para depois serem importados um a um, ainda pelo GID, como modelos do GID. Depois de ter o modelo todo montado, segue-se a geração de malhas estruturadas e compatibilizadas, usando elementos do tipo hexaedros. Tendo a malha pronta, são exportados os nós de cada *layer* no formato APDL (ANSYS Parametric Design Language), para ser processado num *script* em linguagem APDL, a ser executada em ANSYS.

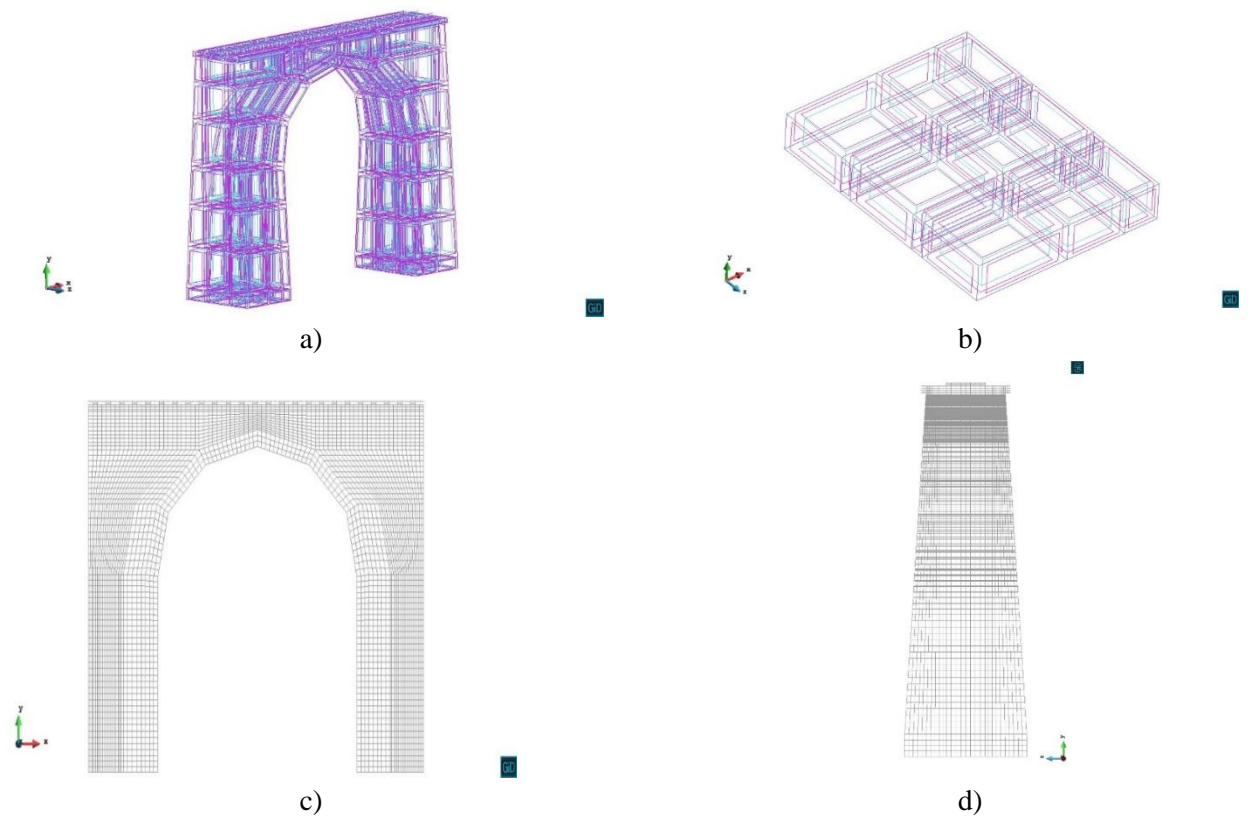


Figura 57 - Imagens extraídas do GID a) superfícies e volumes do modelo, b) superfícies e volumes da fundação, c) malha no plano XZ e d) malha no plano YZ.

4.4.2. CARATERÍSTICAS DA PONTE

Tendo a geometria da ponte já importada para o ANSYS foram adotados elementos de volume do tipo SOLID 185 para a estrutura da ponte e elementos de barra tipo BEAM 188 para o carril. As condições fronteiras devido a zona de influência dos muros-ala ficaram restringidas com apoios transversais na direção Y, enquanto que as fundações ficaram encastradas e as zonas dos encontros restringidas nas direções X e Y conforme se apresenta na Figura 58. O modelo completo ficou constituído com 140551 e 128680 elementos.

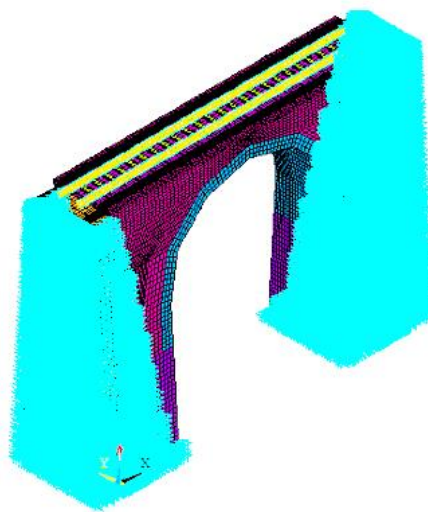


Figura 58 – Imagem do modelo global em ANSYS com as restrições de deslocamentos segundo X, Y e Z.

Para a definição das propriedades dos materiais a considerar no modelo numérico da ponte em estudo, numa primeira abordagem foram adotados as de uma ponte de características e ano de construção semelhantes. Para tal usou-se o exemplo da passagem hidráulica ao PK 124 da linha do Minho, uma ponte ferroviária com um único arco de 8 metros de vão e muros-ala, cujos dados dos parâmetros dos materiais estão disponíveis. Na Figura 59 pode-se ver o modelo em ANSYS com a respetiva legenda dos diversos elementos constituintes que foram individualizados. Na Tabela 10, estão os dados adotados para o modelo numérico da ponte do Leça.

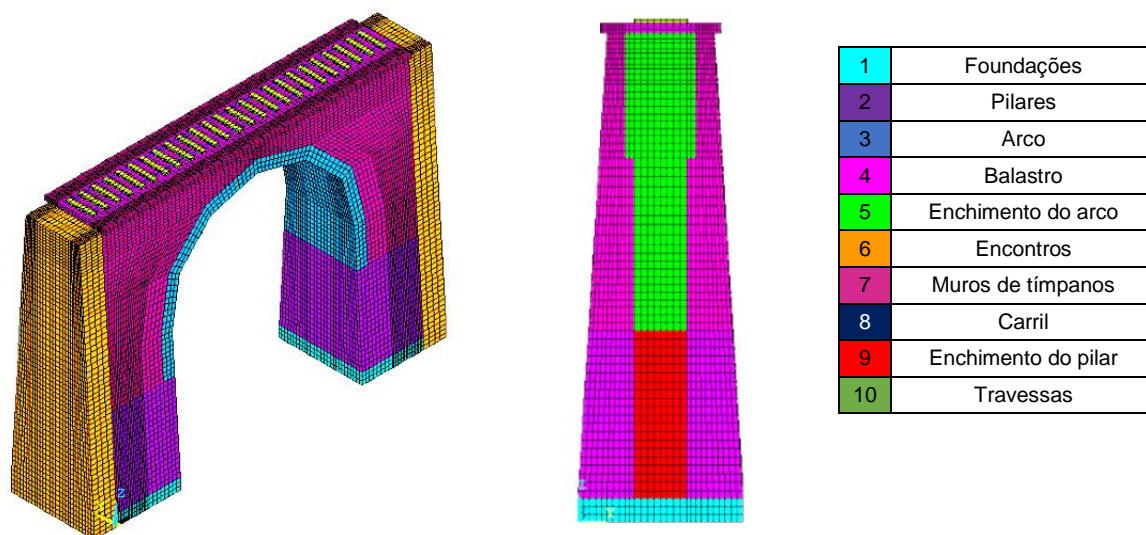


Figura 59 - Legenda dos elementos que constituem a ponte.

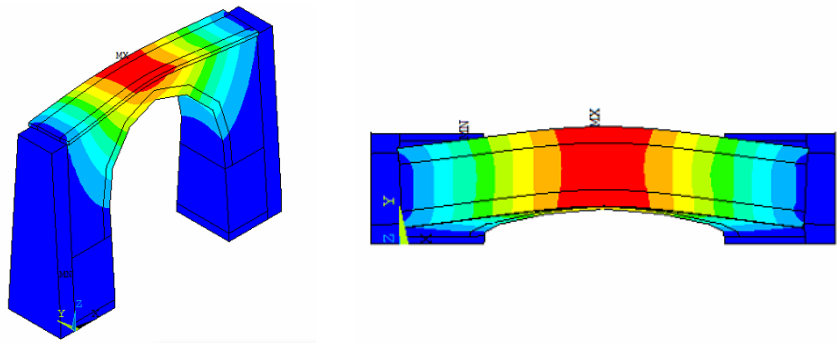
Na primeira análise feita com o modelo numérico para obter as frequências e modos de vibração, as propriedades mecânicas usados para os materiais, estão definidas na Tabela 10, propriedades estas que foram retiradas do trabalho sobre a ponte PK124 (Costa et al., 2015).

Tabela 10 - Propriedades mecânicas dos materiais

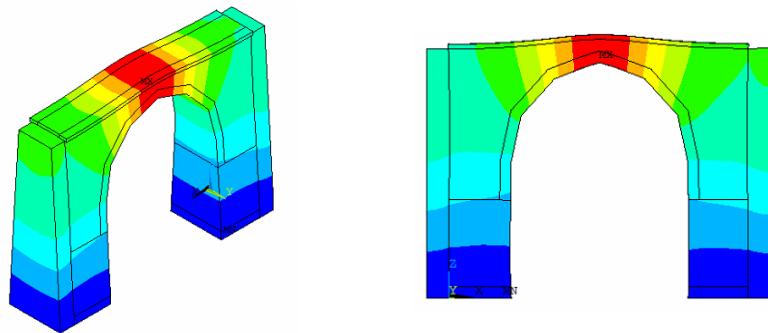
Elemento	Módulo de elasticidade [GPa]	Peso volúmico [kN/m ³]
Alvenaria (fundações; pilares; arco; tímpanos)	2.0	24.5
Enchimento (pilares; tímpanos; encontros)	0.32	21.5
Balastro	0.145	20
Travessas	36	28.4
Carril	210	77

Na Figura 60 apresenta-se os 8 primeiros modos de vibração numéricos, obtidos através em ANSYS, para as condições fronteira e propriedades dos materiais definidos atrás.

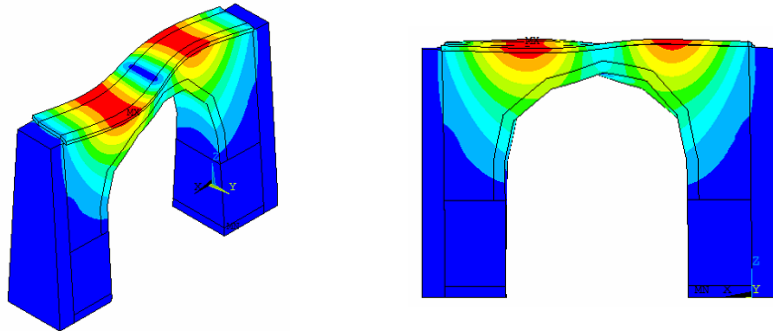
Modo 1
 $f = 4.15 \text{ Hz}$
 (Transversal)
 1ª ordem simétrico



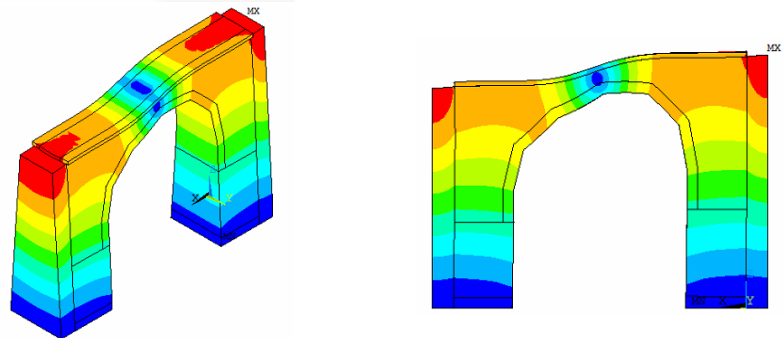
Modo 2
 $f = 7.27 \text{ Hz}$
 (Vertical)
 1ª ordem simétrico



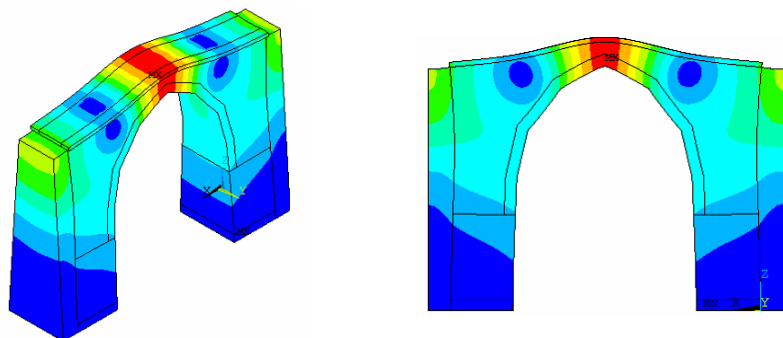
Modo 3
 $f = 8.02 \text{ Hz}$
 (Transversal)
 2ª ordem anti-simétrico



Modo 4
 $f = 8.16 \text{ Hz}$
 (Vertical)
 1ª ordem anti-simétrico



Modo 5
 $f = 10.54 \text{ Hz}$
 (Vertical)
 1ª ordem simétrico



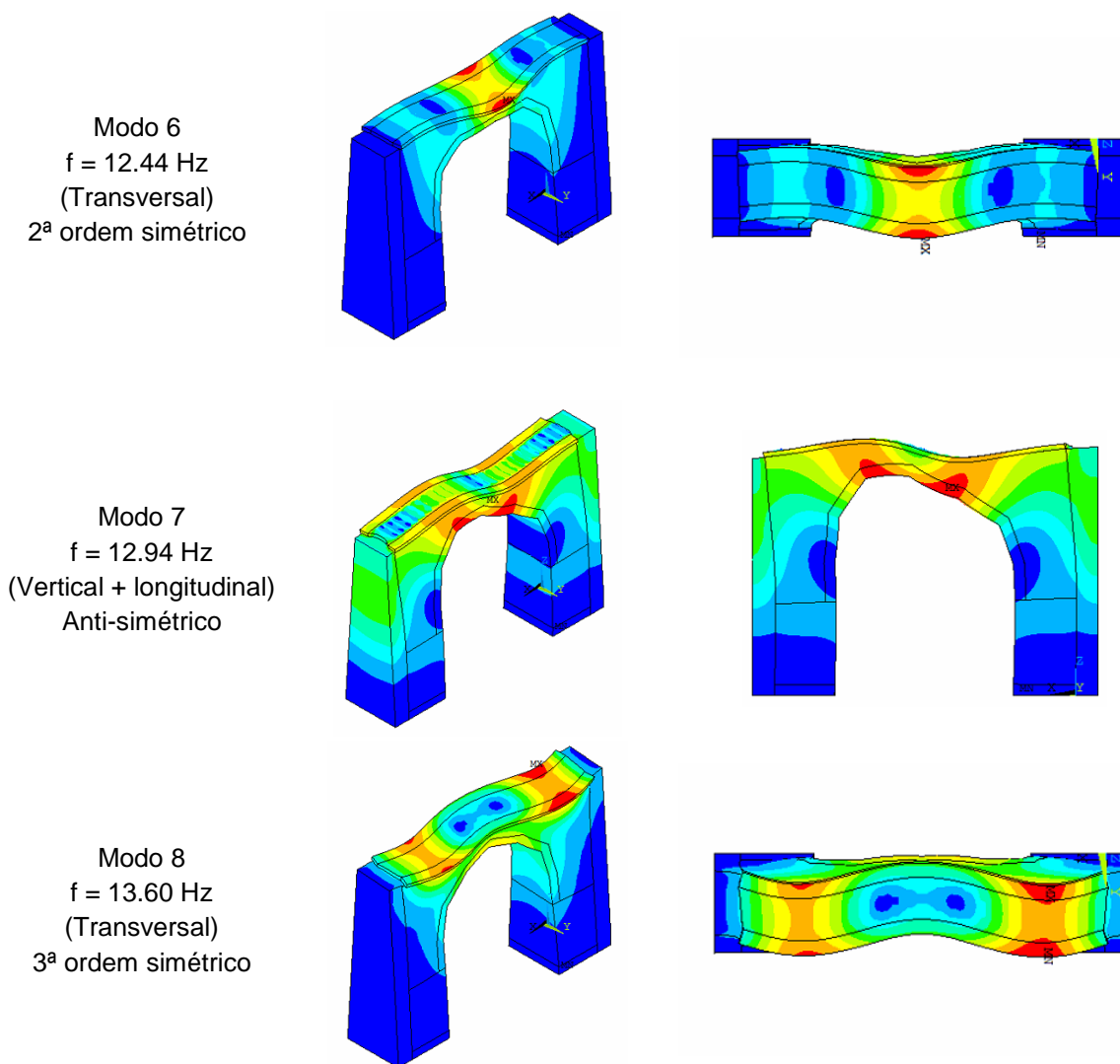


Figura 60 – 8 primeiros modos de vibração numéricos e as respectivas frequências da Ponte do Leça.

Considerando que nestas pontes as condições fronteira tem um papel determinante na análise modal, foi estudado o efeito de um aumento de rigidez no material de enchimento dos encontros (material 6 (Figura 59)), de modo a simular o aumento de restrição nas direções Y e X e ver a sua influência nas frequências obtidas. Para tal foi aumentado o módulo de elasticidade do enchimento dos encontros de 0.32 GPa para 2.0 GPa (modelo E) e encontraram-se novos resultados após uma análise modal. Na Tabela 11 são apresentados os valores de frequência para esta nova situação e comparados aos anteriores (para os 5 primeiros modos).

Tabela 11 – Comparação entre as frequências do modelo inicial e do modelo E.

Modelo inicial		Modelo E	
Ordem do modo	Frequência (Hz)	Ordem do modo	Frequência (Hz)
1º	4.15	1º	5.08
2º	7.27	2º	7.80
3º	8.02	4º	8.77
4º	8.16	3º	10.51
5º	10.54	5º	11.90

Na Tabela 12 é feita uma correspondência com os modos numéricos e uma comparação entre o valor da frequência experimental e numérica, com o cálculo do respetivo erro.

Tabela 12 – Comparação entre os modos de vibração experimental e numéricos.

Experimental		Numérico		Erro (%)
Ordem do modo	Frequência (Hz)	Ordem do modo	Frequência (Hz)	
1º	5.85	1º	4.15	29
2º	9.70	3º	8.02	17

4.5. COMPARAÇÃO ENTRE OS MODOS DE VIBRAÇÃO DINÂMICA NUMÉRICA E EXPERIMENTAL

O primeiro modo de vibração dinâmica do modelo numérico corresponde ao primeiro modo experimental com a mesma forma de vibração diferindo apenas no valor da frequência de vibração, tendo uma clara percentagem de erro entre os dois (29%), enquanto que o segundo modo de vibração experimental correspondente ao terceiro numérico também possui a mesma forma de vibração diferindo novamente no valor da frequência de vibração, mas com uma percentagem de erro inferior à do primeiro modo (17%). Para uma adequada comparação dos modos de vibração poderia ainda ser tido em conta a quantificação do coeficiente MAC (Allemang, 2003).

A diferença entre os valores das frequências de vibração podem ser reduzidas a uma pequena percentagem de erro através da devida calibração do modelo numérico. Para tal pode-se recorrer a estratégias baseadas em algoritmos genéticos de otimização que permitem estimar e atualizar os parâmetros do modelo numérico e sua validação baseada nos resultados do ensaio de vibração ambiental. Este tipo de estratégia pode ser encontrado em (Ribeiro et al., 2012) e (Costa et al., 2016).

5

ESTUDOS PARAMÉTRICOS DE INFLUÊNCIA DA CONSTITUIÇÃO INTERNA E DAS PROPRIEDADES DOS MATERIAIS

5.1. INTRODUÇÃO

A capacidade de carga, em muito tem a ver com as propriedades dos materiais, e por isso neste capítulo são desenvolvidos estudos paramétricos usando diferentes programas computacionais, de modo a se poder fazer comparações entre os respetivos resultados. Nas pontes em arco de alvenaria de pedra, os parâmetros que mais condicionam a capacidade de carga são os parâmetros geométricos e mecânicos do arco bem como os geométricos, mecânicos e físicos do enchimento; foram assim estes os parâmetros que foram estudados neste trabalho.

5.2. ANÁLISE PARAMÉTRICA COM O PROGRAMA RING

Este programa de cálculo automático baseia-se nos princípios de mecanismos de rotura, propostos por , (Heyman, 1969) e na hipótese de os blocos poderem deslizar entre si.

Por ser um programa de cálculo automático bastante expedito permite, apenas com um tempo de processamento de poucos segundos, que as cargas móveis percorram todo o tabuleiro, indicando de a posição de carga mais desfavorável. A sua aplicação a pontes multi-arco (máximo de 6 vãos) permite obter a interação entre arcos, situação de exceção em relação às várias outras ferramentas “simplificadas”, que apenas analisam a estabilidade mono-arco. Talvez devam ser apontadas como as suas maiores limitações, as reduzidas funcionalidades na fase de pré-processamento, nomeadamente quanto à geometria e definição dos tipos de carga.

O programa permite fazer associação de blocos com comportamento rígido ou rígido-plástico utilizando análise limite para avaliar o estado limite último (ELU), apresentando o fator de carga de colapso, e o modo de rotura.

Pretendendo fazer assim uma análise paramétrica com o programa, de modo a se perceber a influência dos parâmetros na capacidade de carga da estrutura, podendo ser comparada posteriormente com o estudo paramétrico em ANSYS.

5.2.1. PARÂMETROS GEOMÉTRICOS

Antes de se proceder à análise da capacidade de carga são definidos os parâmetros geométricos da ponte, cujos dados foram retirados dos desenhos de projeto apresentados anteriormente. A modelação da geometria da ponte deve ser muito cautelosa no que respeita aos elementos principais da ponte, de forma a obter um modelo mais realista possível, podendo-se simplificar os elementos de menor relevância. A resposta estrutural das pontes em arco de alvenaria, dependem essencialmente das propriedades geométricas, mecânicas e físicas do arco e dos materiais de enchimento.

Em SB (2007), encontram-se listados algumas medidas mais representativas do comportamento de pontes em arco de alvenaria de pedra, conforme a seguir descritas:

- Tipologia dos arcos, respetivas flechas, espessuras e comprimento do vão;
- Largura do arco e possibilidade de verificação da existência de fendas;
- Geometria dos pilares e encontros (externa e internamente).

Na análise de sensibilidade aqui realizada são variados os parâmetros geométricos, para se perceber que influência poderão ter na avaliação da capacidade de carga. O processo de entrada dos dados geométricos estão explicados nas Figura 61 e Figura 62, em que os valores preenchidos foram os considerados na análise.

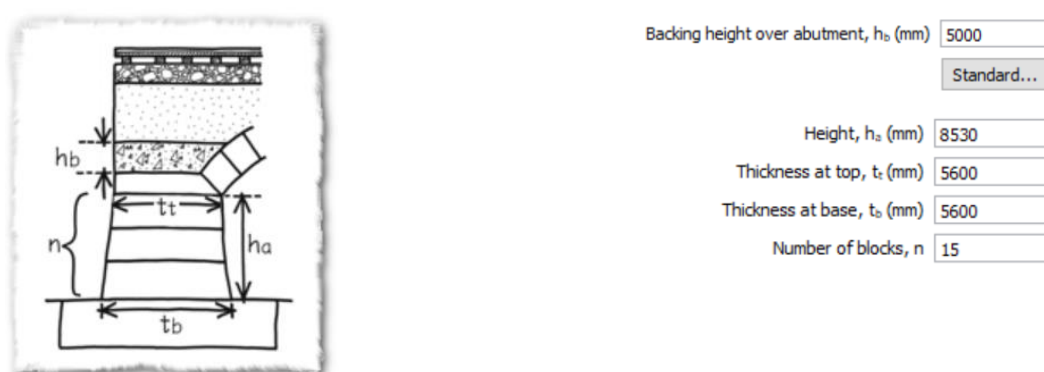


Figura 61 - Parâmetros geométricos definidos para o pilar-encontro esquerdo.

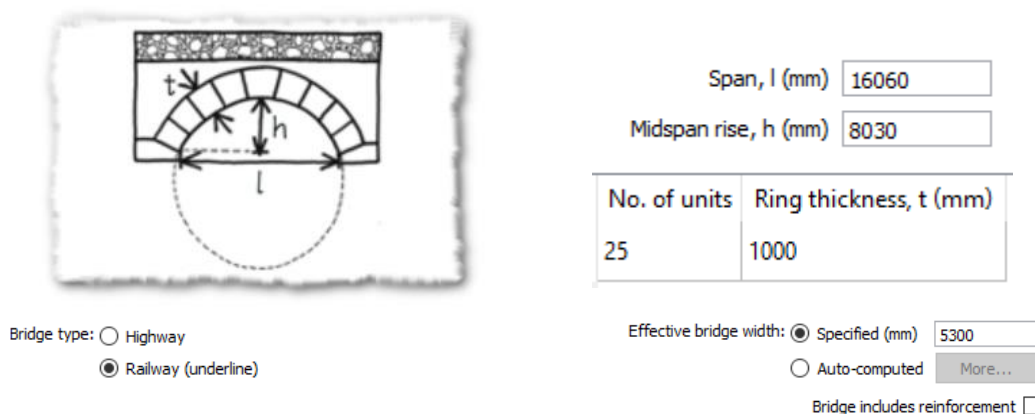


Figura 62 - Parâmetros geométricos definidos para o arco e o vão da ponte.

5.2.2. PARÂMETROS DOS MATERIAIS

É necessário conhecer os valores dos parâmetros dos materiais e para isso, quando possível, são realizados ensaios *in-situ* e laboratoriais ou recorre-se a bibliografia especializado no tema. Com base nesses valores é possível retratar mais ou menos a realidade do comportamento dos materiais, uma vez que o RING só consegue modelar o comportamento rígido ou rígido-plástico que, no caso dos blocos de alvenaria não deixa de ser bom. O material de enchimento possui outras características comportamentais não reproduzidas pelo programa, pelo que existem campos de preenchimento diferentes que se dividem basicamente nos referentes aos materiais de alvenaria e de enchimento, Figura 63 e Figura 64, em que os valores preenchidos foram os considerados na análise.

All masonry Properties

Unit weight (kN/m³) 25

Crushing properties

☒ Model crushing?

Compressive strength (N/mm²) 8

Sliding properties

☒ Model sliding (excluding inter-ring sliding)?

Standard friction coeff., μ 0.7

☐ Model inter-ring sliding?

Inter-ring friction coeff., μ_w

Figura 63 - Propriedades do material da alvenaria.

Soil Properties

Unit weight (kN/m³) 22

Angle of friction, ϕ (degrees) 35

Cohesion, c (kN/m²) 450

Soil Effects

☒ Model dispersion of live load

☒ Model horizontal 'passive' pressures

Track load per unit area (kN/m²)* 2

Spacing between sleepers, s (mm) 1000

Sleeper length (mm) 2470

Sleeper breadth, b (mm) 290

Sleeper height, h (mm) * 205

* Including ballast, sleeper and rail weight above base of sleeper level.

* For display purposes only

Unit weight (kN/m³) 18

Angle of dispersion of live loads (degrees) * 15

* Uniform dispersion model

a)

c)

Passive zone parameters

Factor m_p 0.52

Factor m_{pc} 0.05

☒ Keep $m_p K_p \geq 1.0$

☒ Auto identify passive zones

$m_p K_p$ 1.91889

$m_{pc} K_{pc} c$ 86.4442

$\sigma_h = m_p K_p \sigma_v + m_{pc} K_{pc} c$

Position	Passive?
Left Abutment	Yes
Right Abutment	Yes

b)

Figura 64 - a) e b) Propriedades do material de enchimento, c) propriedades das travessas e do balastro.

5.2.3. MATERIAL DE ENCHIMENTO

A ação do material (Figura 65) de enchimento sobre o arco pode ter efeito benéfico, pois comprime a alvenaria que constitui o arco aumentando assim a sua capacidade de carga (desde que a alvenaria do arco possua resistência suficiente à compressão). O enchimento, também possui outros efeitos benéficos como: a dispersão das sobrecargas em profundidade atenuando as tensões sobre o arco e a restrição do movimento do arco devido à ação do impulso passivo, que serão descritos a seguir (Gilbert, 2014).

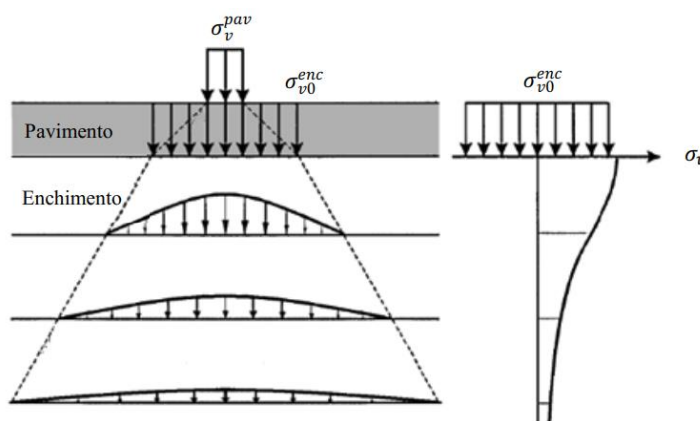


Figura 65 – Esquema de degradação da carga em profundidade (Costa, 2009).

i) Dispersão das cargas

As tensões que atuam sobre o extradorso do arco devido às sobrecargas verticais podem ser assumidas pelo programa RING, como:

- Modelo de dispersão uniforme: a intensidade das tensões é controlada pela profundidade do material de enchimento sob o centro de um determinado eixo e pelo ângulo de dispersão limite especificado (Figura 66 a));
- Modelo de dispersão de Boussinesq: a intensidade das tensões é controlada pelo ângulo de dispersão limite definido pelo utilizador (Figura 66 b)).

O modelo de dispersão de Boussinesq gera uma distribuição adequada em “forma de sino” (ou bolbos de tensão). Testes laboratoriais indicam que o modelo de Boussinesq se aproxima mais da realidade do que o modelo de dispersão uniforme, e que também modela os efeitos da sobreposição de cargas dispersas de forma mais apropriada. Este é, portanto, o modelo de distribuição padrão no RING (exceto para a camada de superfície, se presente, onde uma dispersão uniforme é adotada). Um ângulo de dispersão limite padrão de 30° é usado para evitar a distribuição excessiva (Gilbert, 2014).

Refira-se que o modelo de Boussinesq permite considerar a dispersão das sobrecargas em profundidade por via de modelações elásticas e por um meio semi-infinito elástico; todavia, face à sua formulação teórica, a aplicação da teoria da dispersão de cargas de Boussinesq mostra dificuldades porque o material de enchimento e o tabuleiro não constituem um meio elástico semi-infinito e a distribuição elástica das cargas pode não ser compatível em estado limite último (Gilbert, 2014).

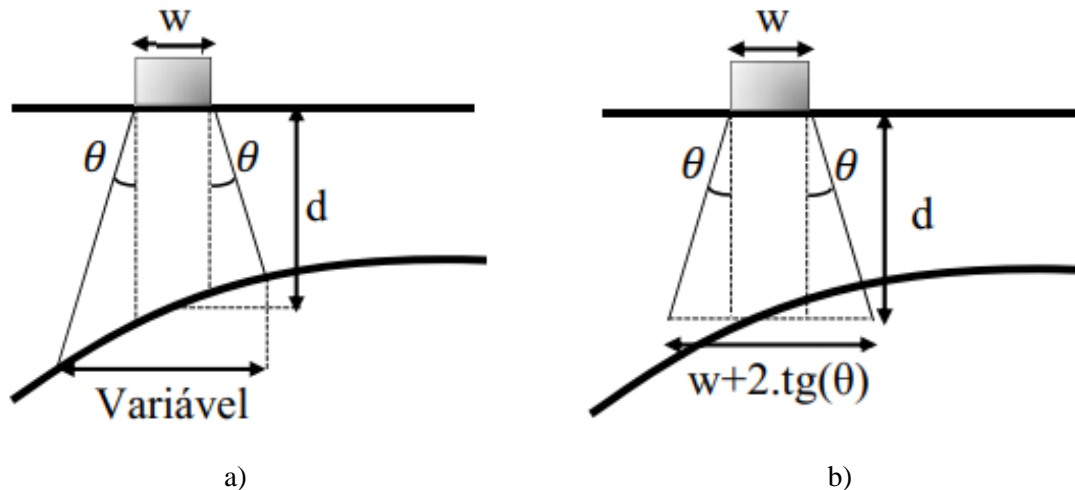


Figura 66 – Dispersão de sobrecargas verticais: a) Modelo de dispersão e b) modelo de dispersão de Boussinesq uniforme, em que: w – largura de carga aplicada; d – profundidade e θ – ângulo de dispersão (Gilbert, 2014).

ii) Impulso passivo

São mobilizados impulsos do material de enchimento quando o modo de rotura implica a rotação dos blocos de alvenaria. Algumas zonas do arco mobilizam impulsos ativos do material de enchimento, devido ao fato de se separarem deste, enquanto que devido à rotação, determinados blocos tendem a empurrar o material de enchimento, mobilizando impulso passivo (Figura 67), este com efeito significativo sobre o carregamento do arco em contexto de rotura, restringindo os movimentos do arco.

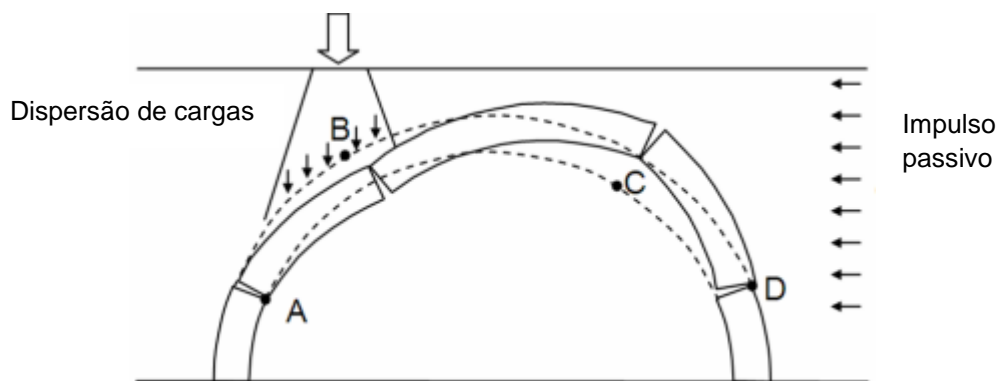


Figura 67 – Interação enchimento-arco (Gilbert, 2014)

Quando se atingem rotações muito elevadas, o impulso passivo é mobilizado na sua totalidade, devendo ser usado um coeficiente de impulso reduzido para considerar apenas a percentagem de impulso passivo nos casos em que os movimentos não são de molde à sua total mobilização (Figura 68). Na configuração de blocos de alvenaria em arco este coeficiente deve ser ainda mais reduzido (Figura 68 c)).

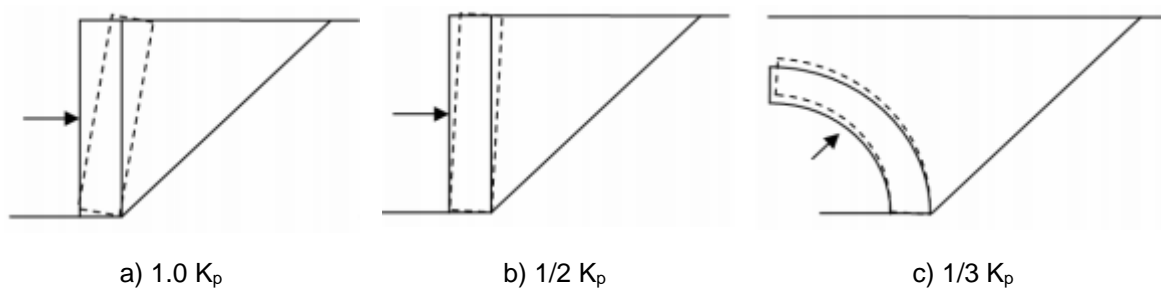


Figura 68 – Valores de K_p para diferentes configurações dos blocos e deslocamentos provocados (Gilbert, 2014).

No programa RING são usados elementos de barra unidimensionais (Figura 69) para modelar o material de enchimento, simulando as restrições impostas aos blocos de alvenaria, considerando que a força de compressão é constante e a força de tração é nula

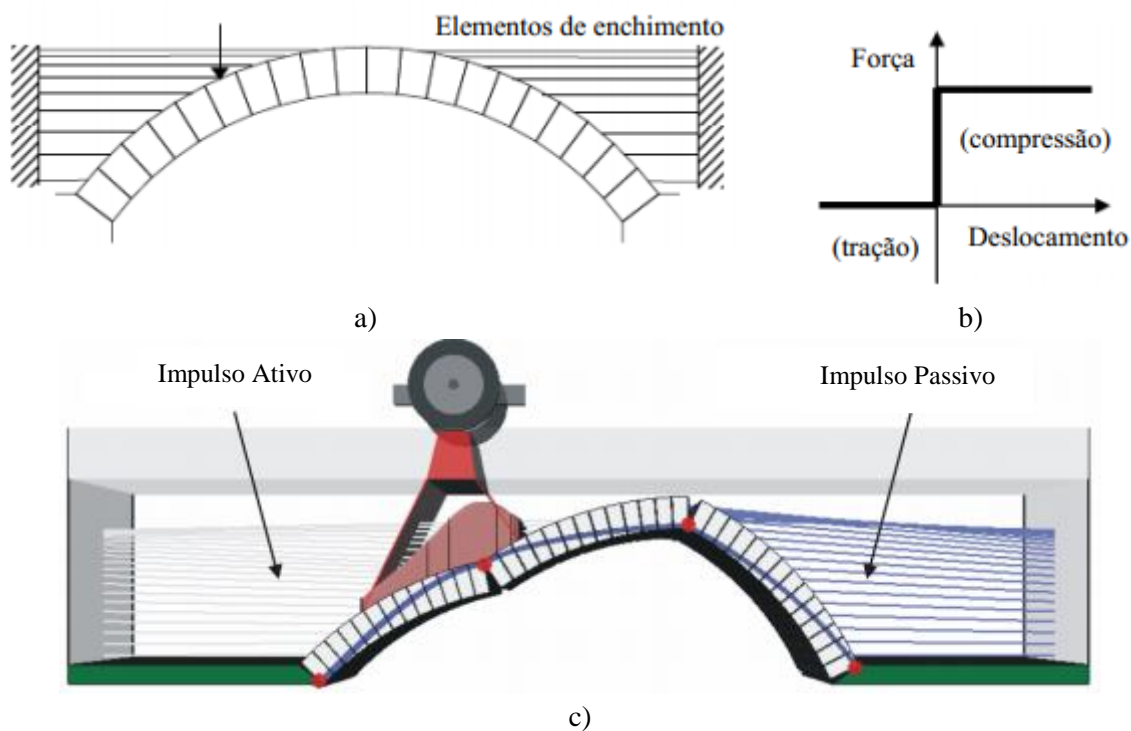


Figura 69 – a) Elementos de barra unidimensionais que simulam o material de enchimento, b) comportamento dos elementos de enchimento em tração e compressão e c) representação dos elementos de enchimento do RING (Gilbert, 2014).

De acordo com a teoria de muros de contenção vertical, a tensão do impulso passivo horizontal σ_h aplicada numa parede lisa, para uma dada tensão vertical σ_v num maciço com coesão c , vem dada por:

$$\sigma_h = K_p \sigma_v + K_{pc} c \quad (1)$$

onde a teoria de Rankine é usada para o cálculo do coeficiente de impulso passivo (K_p) exercido pelo material de enchimento, para as parcelas devidas ao ângulo de atrito ϕ e à coesão c , respetivamente expressos por

$$K_p = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) \quad (2)$$

e

$$K_{pc} = 2\sqrt{K_p} \quad (3)$$

No entanto o programa RING adota uma modificação da expressão (1), traduzida por (4):

$$\sigma_h = m_p K_p \sigma_v + m_{pc} K_{pc} c \quad (4)$$

onde m_p e m_{pc} são fatores de modificação propostos para explicar os efeitos adicionais não representados pela teoria de muros de contenção vertical.

Verificou-se que $m_p = 1/3$ dá origem a um impulso que é aproximadamente igual à medida em testes de laboratório (pelo menos para o material de enchimento com ângulos de atrito relativamente elevados). Portanto, esse valor é usado como padrão em RING, de forma que, quando o utilizador insere o ângulo de atrito para um aterro granular, ele é usado para calcular um valor de K_p que, por sua vez, é multiplicado pela tensão vertical, σ_v e o fator de modificação m_p (padrão = 0,33) para calcular a tensão de restrição horizontal σ_h .

A resistência ao corte coesiva de materiais de enchimento argilosos pode aumentar a capacidade de carga de pontes para solicitações rápidas. No entanto, alguns (poucos) resultados experimentais estão disponíveis e um fator de modificação padrão conservador no K_{pc} de $m_{pc} = 0,05$ é, portanto, atualmente usado no RING. Deve-se observar que esse valor pode ser inadequado para aterros de argila muito macios e com baixa rigidez. No entanto, é improvável que estes sejam encontrados na prática.

5.2.4. MODELO DE CARGA

Depois de preenchidos todos os parâmetros para a modelação, é necessário definir o modelo de carga para avaliar a capacidade de carga da ponte, tendo-se escolhido o modelo LM71, pois a ponte possui funções ferroviárias.

No setor ferroviário europeu, a International Union of Railways (UIC776-1R) apresentou, em 1971, um modelo de cargas ferroviário, denominado de Load Model 71 (LM71) que deveria ser único para todos os países membros da UIC ((UIC776-1R, 2006); (UIC776-2R, 2009)). Este modelo representa a envolvente estática de seis comboios existentes nessa altura, mas foi gradualmente atualizado por diferentes administrações ferroviárias.

Atualmente, a norma (CEN, 2003) apresenta o modelo de cargas LM71 como o modelo de cargas ferroviário que representa o tráfego ferroviário normal. O modelo de cargas LM71 caracteriza-se por quatro cargas concentradas de 250 kN cada, espaçadas de 1,60 metros entre si. Este modelo apresenta, além das cargas concentradas, duas cargas uniformemente distribuídas, ambas com intensidade igual a 80 kN/m. Relativamente às cargas uniformemente distribuídas, a sua extensão é indefinida, ficando a definição da extensão a cargo do projetista/analista. Além disso, as cargas uniformemente distribuídas podem ser aplicadas apenas em determinados vãos, existindo zonas sem carga aplicada. O esquema de cargas e os valores característicos são apresentados na Figura 70, (Neiva, 2016).

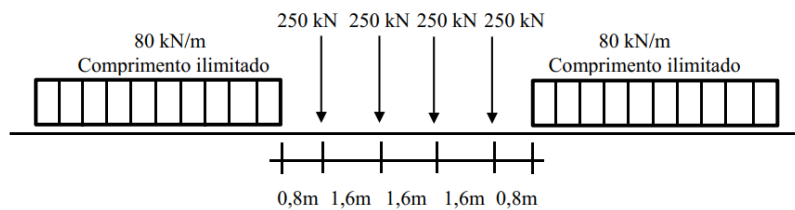
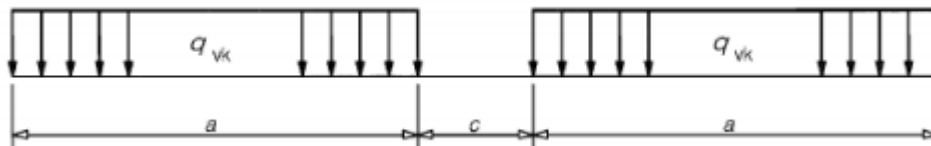
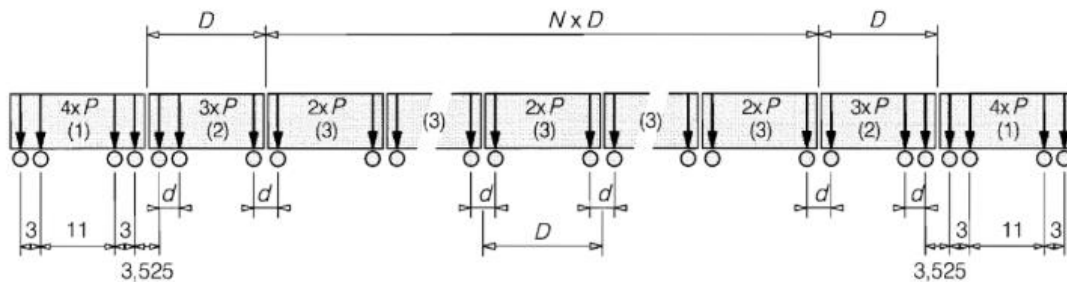


Figura 70 - Modelo de carga LM71 (CEN, 2003).

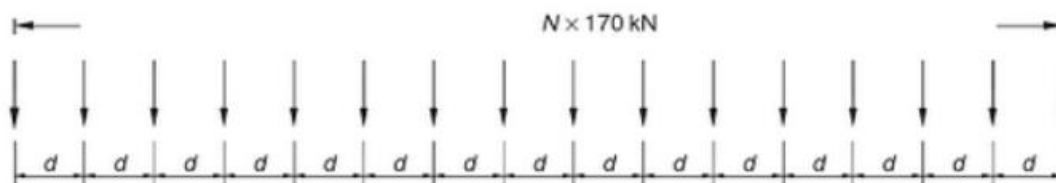
Na Figura 71 apresenta-se outros modelos de carga ferroviárias propostos pelo Eurocódigo 1 (CEN, 2003).



a) Modelo de carga SW/0 e SW/2



b) Modelo de carga HSLM-A.



c) Modelo de carga HSLM-B.

Figura 71 – Modelos de carga ferroviárias (CEN, 2003).

5.2.5. ANÁLISE DE RESULTADOS

Com o modelo pronto procedeu-se aos cálculos da capacidade de carga, tendo-se obtido um fator de carga mínimo de 10.5 associado a um mecanismo de rotura representado na Figura 72.

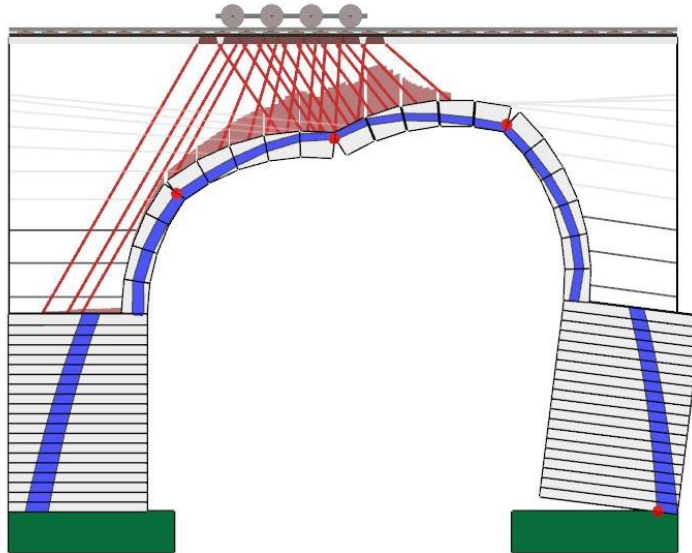


Figura 72 - Mecanismo de rotura devido à ação ferroviária do modelo de cargas LM71.

Foi ainda possível construir o gráfico da Figura 73, que representa a variação do fator de carga para várias posições da carga ao longo da ponte, pois o RING fornece resultados suficientes para fazer esta caracterização, permitindo perceber claramente que os dois fatores de carga mínimos correspondem à localização da carga a $\frac{1}{4}$ do vão do arco. A posição inicial do centro de carga do modelo LM71 do gráfico da Figura 73 corresponde a 4.5 metros do início do modelo da ponte.

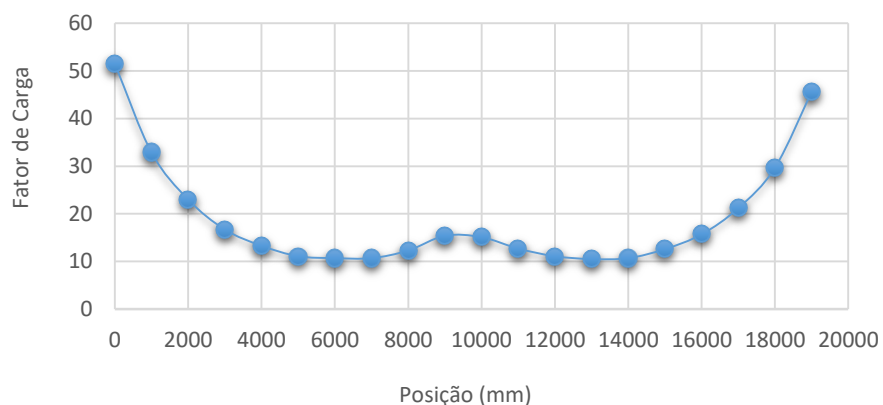


Figura 73 - Gráfico do fator de carga em função das posições da carga ferroviária ao longo da ponte

5.2.6. ANÁLISE DE SENSIBILIDADE

O número de variáveis envolvidas no processo de avaliação de segurança de pontes em arco de alvenaria existentes é elevado. Adicionando a incerteza acoplada às variáveis, resulta um elevado volume de informação a analisar (Moreira et al., 2016).

Nem todas as variáveis tem grande influência no comportamento estrutural das pontes de alvenaria, o que impulsionou a realização de um estudo paramétrico de forma a reduzir as variáveis com menos peso, resultando na identificação de parâmetros que se mostraram mais influentes, Tabela 13.

Considerou-se necessário fazer o estudo paramétrico de cada elemento constituinte da ponte, na medida em que existem parâmetros que não influenciam a resposta para o estado limite último (ELU), mas que podem apresentar a influência para o estado limite de serviço (ELS), e vice-versa.

Para se fazer análise de sensibilidade, (Matos, 2013) sugere alguns procedimentos recomendados:

- Desenvolvimento de um modelo determinístico, utilizando os valores médios de todos os parâmetros envolvidos na análise estrutural;
- Descrição da variabilidade de cada parâmetro através de um coeficiente de variação apropriado;
- Combinação dos parâmetros de acordo com a sua categoria (geométrica, material) e subcategoria (apoio, alvenaria, enchimento);
- Variação de cada parâmetro através da adição e subtração de um ou dois desvios-padrão ao valor médio, mantendo os restantes parâmetros fixos;
- Análise para cada conjunto de parâmetros, através do programa de análise estrutural;
- Estabelecimento de um limite para a medida da importância (b_{lim});
- Normalização dos valores das medidas de importância em relação à máxima medida de importância;
- Identificação dos parâmetros críticos, com base na medida de importância limite (b_{lim}).

A medida de importância mede a contribuição, i.e., a sensibilidade que cada parâmetro tem na resposta estrutural. Os parâmetros com elevada medida de importância devem verificar, simultaneamente, as seguintes condições:

- Ter elevada variabilidade, ou seja, elevado coeficiente de variação;
- Uma reduzida variação no seu valor representativo deve provocar uma variação significativa resposta estrutural.

No caso da ponte do Leça os parâmetros que se verificou influenciarem mais na análise de sensibilidade foram:

- Parâmetros materiais:

- **Alvenaria:** A1) Peso volúmico; A2) Resistência à compressão; A3) Coeficiente de atrito entre blocos.

- **Enchimento:** E1) Peso volúmico; E2) Ângulo de atrito; E3) Coesão; E4) Fator de modificação m_p ; E5) Fator de modificação m_{pc} .

- **Parâmetros geométricos:** G1) Altura de alvenaria sobre os pilares (*backing height*); G2) Espessura do arco; G3) Largura da ponte.

Na Tabela 13, estão apresentados os valores para cada item enumerado acima, em que os valores médios considerados para os parâmetros dos materiais são as características dos materiais da ponte PK124, e os coeficientes de variação que foram escolhidos para análise de sensibilidade de valores que afetavam a capacidade de carga da ponte.

Tabela 13 - Parâmetros considerados no estudo da sensibilidade.

Parâmetros dos materiais	Alvenaria		
	Parâmetro	Valor médio	Coeficiente de Variação (%)
	A1	Peso volúmico	25 kN/m ³
	A2	Resistência à compressão	8 MPa
	A3	Coeficiente de atrito entre blocos	0.7
	Enchimento		
	Parâmetro	Valor médio	Variação (%)
	E1	Peso volúmico	22 kN/m ³
	E2	Ângulo de atrito	35°
	E3	Coesão	450 kPa
Parâmetros geométricos	E4	Fator de modificação m_p	0.52
	E5	Fator de modificação m_{pc}	0.05
	Geometria		
	Parâmetro	Valor médio	Variação (%)
	G1	<i>Backing height</i>	5000 mm
	G2	Espessura do arco	1000 mm
	G3	Largura da ponte	5300 mm

Foi possível elaborar gráficos para cada categoria dos parâmetros estruturais considerados na análise de sensibilidade, a fim de perceber quais os fatores com mais relevância na capacidade de carga da ponte. Em todos os gráficos o ponto em comum é o valor unitário, uma vez que corresponde a razão de todos os valores da variação do parâmetro sobre os valores médios de cada parâmetro considerado, (em abcissas) e à razão das respostas face à resposta dos valores médios.

i) Influência dos parâmetros da alvenaria

A análise realizada para os parâmetros da alvenaria é apresentada na Figura 74, e aí é claramente perceptível que estes parâmetros tem muito pouca influência na resposta da ponte. O coeficiente de atrito entre os blocos e a resistência à compressão são os que ainda assim tem maiores variações e apresentam relações não-lineares. O peso volúmico é o parâmetro que tem menos variação na resposta, e aparenta apresentar uma relação linear.

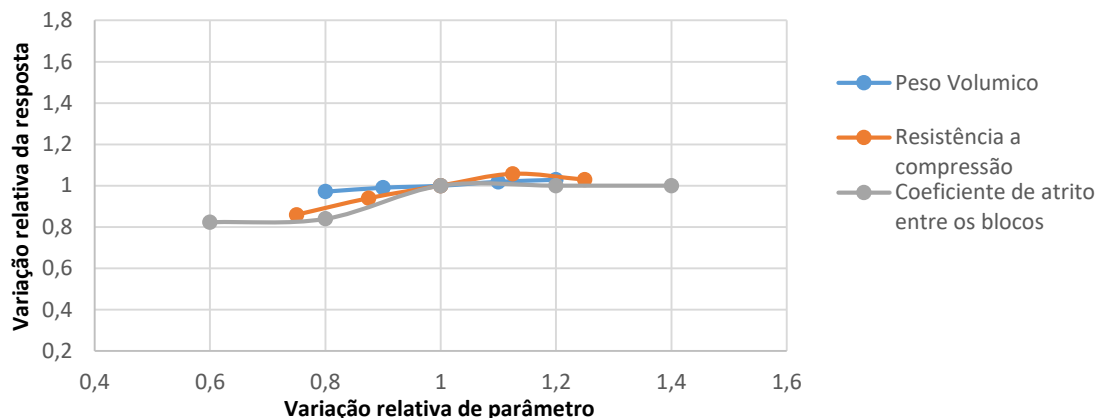


Figura 74 – Gráfico da variação dos parâmetros da alvenaria.

ii) Influência dos parâmetros do enchimento

De acordo com a Figura 75, pode-se concluir que os parâmetros do material de enchimento têm uma importância maior na resposta da ponte, quando comparados com os parâmetros da alvenaria. Os parâmetros apresentam variações lineares, sendo que todos são muito influentes, pois o coeficiente de correlação linear é bastante próximo da unidade.

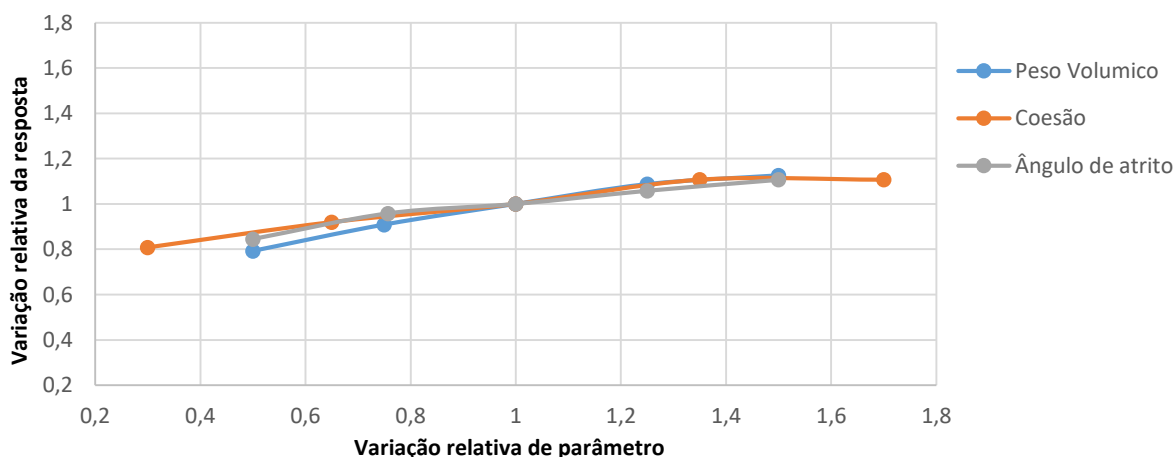


Figura 75 – Gráfico da variação dos parâmetros do enchimento.

Também foram variados os fatores de modificação relativos ao cálculo dos impulsos passivos do enchimento, uma vez que o RING, usa a teoria da pressão lateral clássica para análise do arco de alvenaria de modo a estimar a os impulsos passivos horizontais sobre este elemento das pontes de alvenaria.

Para se perceber melhor a perspectiva dos impulsos laterais no arco, fez-se uma análise de sensibilidade aos fatores de modificação, em que o fator m_p , reduz ou aumenta a componente da tensão vertical, sendo recomendado usar $1/3$ como valor deste fator, quando se está na presença de um solo com ângulo de atrito elevado; para o fator m_{pc} , que está relacionado com a resistência coesiva dos materiais argilosos, sendo pouco frequente encontrar estes materiais no enchimento das pontes de alvenaria, o RING sugere o uso de um fator conservativo de 0.05.

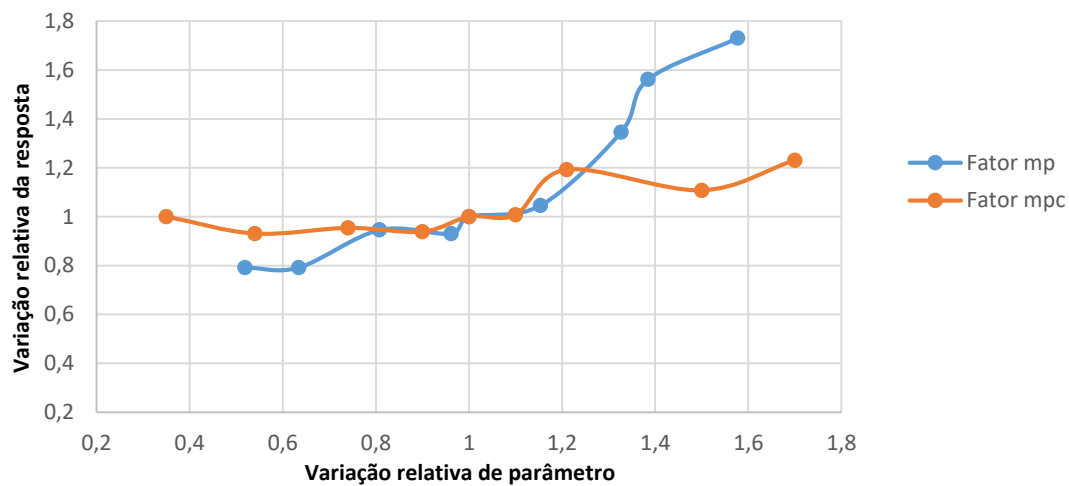


Figura 76 – Gráfico da variação dos fatores de modificação.

Em relação ao gráfico da Figura 76, pode-se concluir que de entre os dois fatores de modificação analisados o que apresenta maior influência na resposta da ponte é o fator mp. O fator mp afeta o coeficiente de impulso passivo (K_p), exercido pelo material de enchimento, e daí a sua importância na avaliação do fator de segurança da ponte. O fator de modificação mpc que afeta o coeficiente K_{pc} e que é um adicional ao cálculo das tensões de impulso do solo de enchimento, não apresenta grande variabilidade na resposta e, por conseguinte, terá menor importância.

iii) Influência dos parâmetros relacionados com a geometria

No que se refere aos parâmetros geométricos analisados, pela análise da Figura 77, pode-se concluir que estes apresentam grande influência na resposta da ponte. Os três parâmetros apresentam o mesmo nível de significância e a variabilidade dos mesmos é bem próxima de uma forma linear (coeficientes de correlação linear aproximadamente igual a unidade); no caso do parâmetro largura da ponte este coeficiente é unitário como seria expectável. Todos estes parâmetros possuem um papel de grande relevância no comportamento das pontes em arco de alvenaria de pedra, e por isso são parâmetros que se devem ter muito em conta numa análise de capacidade de carga última da ponte.

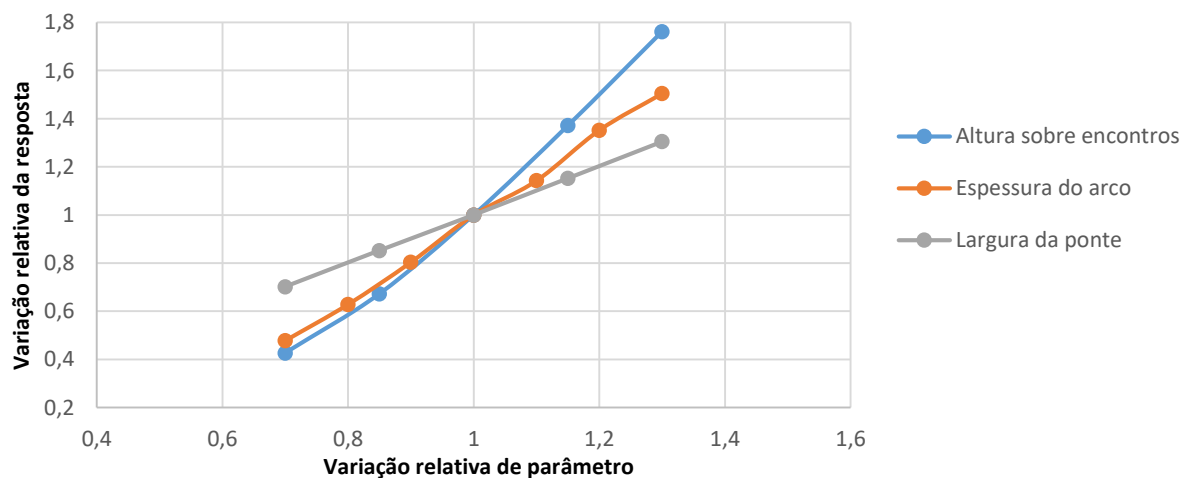


Figura 77 – Gráfico da variação dos parâmetros da geometria.

Em suma, em termos da resposta da ponte no RING os parâmetros geométricos são aqueles que tem uma maior influência no valor do fator de carga, onde uma variação de 20% nos parâmetros analisados traduzem uma variação do fator de carga na ordem dos 40%. Os parâmetros relacionados com as propriedades do material da alvenaria apresentaram pouca sensibilidade em termos da resposta do modelo. No caso das propriedades do material de enchimento analisadas, estas mostraram ter influência, na maioria dos casos relações não-lineares, no cálculo do valor do fator de carga, principalmente as variáveis relacionadas com os fatores de modificação para o cálculo dos impulsos passivos do enchimento.

5.3. ANÁLISE PARAMÉTRICA COM O MODELO EM ANSYS

5.3.1. ANÁLISE LINEAR PARA AÇÕES DE SERVIÇO

Neste subcapítulo é feita uma análise para diferentes casos de carga estática que representam solicitações de serviço em pontes ferroviárias. Usou-se para tal o modelo de carga LM71 da UIC (Figura 70) já atrás descrito, como ação de projeto para pontes ferroviárias, e que constitui o cenário mais gravoso para a ponte de Leça, pois o modelo SW/0, é aplicado em pontes contínuas (compostas por elementos bidimensionais), que não é o caso, uma vez que a ponte em causa possui arco. O modelo HSLM é aplicado em vias ferroviárias de alta velocidade (superior a 200 km/h), sendo que não é aplicável a este caso porque se trata de uma ponte já antiga, e normalmente os comboios são obrigados a reduzir a velocidade em troços de pequenas pontes, enquanto que o modelo SW/2, também é excluído porque possui magnitude de carga bastante superior ao do modelo LM71. O modelo *Unloaded train*, é usado em casos de verificação da estabilidade global, e o que se pretende neste trabalho é a avaliação da capacidade de carga, pelo que também foi descartado.

Para a obtenção da resposta da ponte considerou-se o modelo de elementos finitos desenvolvido para a ponte do Leça e apresentado no capítulo 4 e com as propriedades dos materiais adotadas na Tabela 10 do mesmo capítulo, considerando o comportamento linear dos materiais.

Estando o modelo pronto em ANSYS, foi possível estimar a tensão na base das fundações devido à ação do peso próprio, chegando a um valor de cerca de 515 kPa. Na Figura 78, está representada a deformada da estrutura devido à ação do peso próprio, e os principais resultados máximos são descritos mais adiante em termos de deslocamentos e tensões principais. Na Figura 78 está assinalada com MX a localização do valor máximo e com MN a localização do valor mínimo.

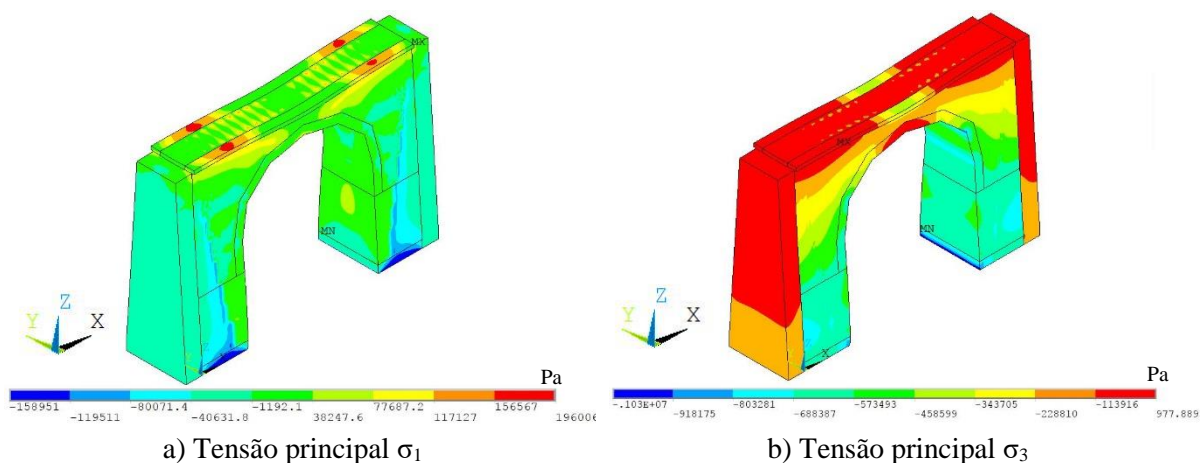


Figura 78 .- Deformada da estrutura com mapa das tensões principais sob ação do peso próprio.

A carga LM71 foi aplicada no modelo numérico da ponte em 5 casos diferentes, conforme ilustrado na Figura 79, representando cenários de diferentes posições do comboio no tabuleiro da ponte. A carga distribuída foi usada em função do cenário mais desfavorável; por exemplo, quando a carga é aplicada à $\frac{1}{4}$ do vão Figura 79 b) e Figura 79 d), não convém ter carga distribuída do outro lado, porque estabiliza a estrutura e não permite obter um cenário mais desfavorável.

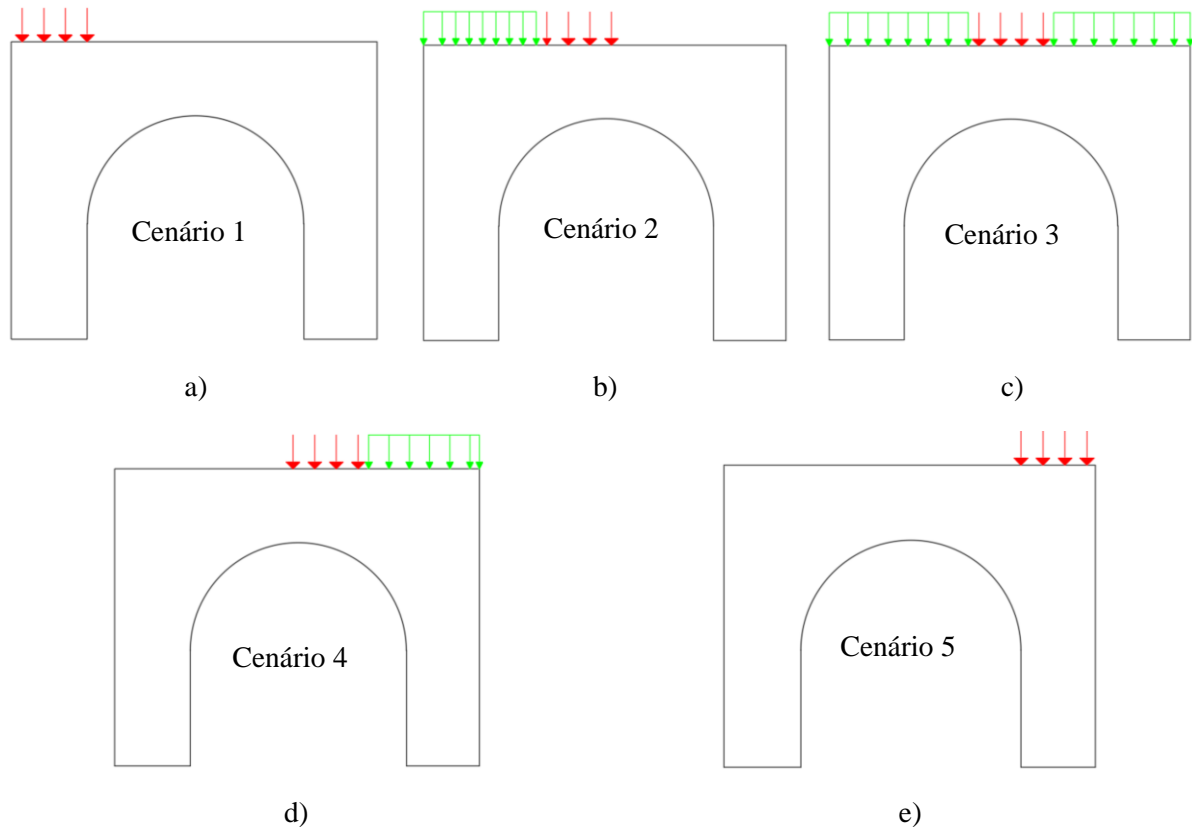


Figura 79 -Cenários de carga do modelo LM71: a) e e) apenas cargas concentradas; b) a d) cargas concentradas e distribuídas.

Para a ação exclusiva do peso próprio e para os 5 diferentes cenários de carga, são apresentados os resultados obtidos na Tabela 14 em termos de deformação a meio vão, tensões no arco e tensões no enchimento, bem como as variações relativas de resultados (acréscimos) de cada cenário de carga face aos resultados devidos apenas ao peso próprio.

Tabela 14 – Dados da deformação e das tensões obtidos pelo ANSYS.

Carga	Deformação vertical		Tensões no arco				Tensões no enchimento			
	d_v [mm]	Δv [%]	σ_1 [MPa]	$\Delta\sigma_1$ [%]	σ_3 [kPa]	$\Delta\sigma_3$ [%]	σ_1 [kPa]	$\Delta\sigma_1$ [%]	σ_3 [kPa]	$\Delta\sigma_3$ [%]
PP	7.4	-	0.1	-	-0.9	-	0.04	-	-0.1	-
PP+ 1P (cenário 1)	7.5	1.4	0.1	13.8	-1.0	-3.7	0.05	23.7	-0.1	-6.0
PP+ 1P (cenário 2)	8.6	16.2	0.2	78.9	-1.1	-21.5	0.05	36.8	-0.1	-15.4
PP+ 1P (cenário 3)	8.3	12.2	0.1	13.8	-1.0	-16.1	0.05	28.9	-0.1	-12.0
PP+ 1P (cenário 4)	8.4	13.5	0.2	67.5	-1.0	-16.1	0.05	26.3	-0.1	-12.0
PP+ 1P (cenário 5)	7.6	2.7	0.1	25.2	-1.0	-5.2	0.05	21.1	-0.1	-7.7

Concluiu-se que o cenário de carga 2, é o que traduz o cenário mais gravoso para a ponte, porque os valores da deformação e das tensões são superiores comparativamente aos outros cenários de carga. Para este cenário foram retiradas imagens das tensões em toda a estrutura (Figura 80) e na zona do arco (Figura 81), considerando a ação do peso próprio e do modelo de carga LM71, atuantes nesse cenário.

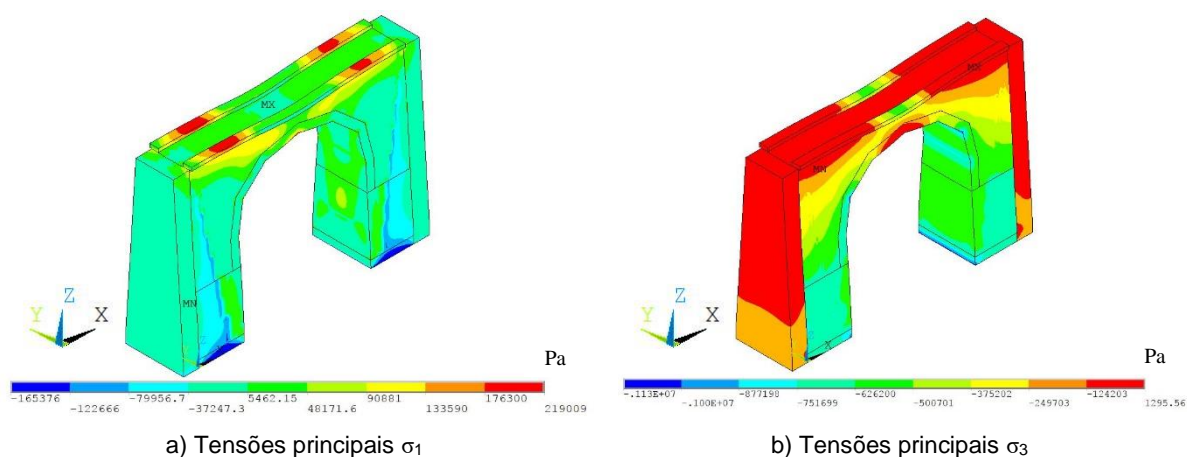
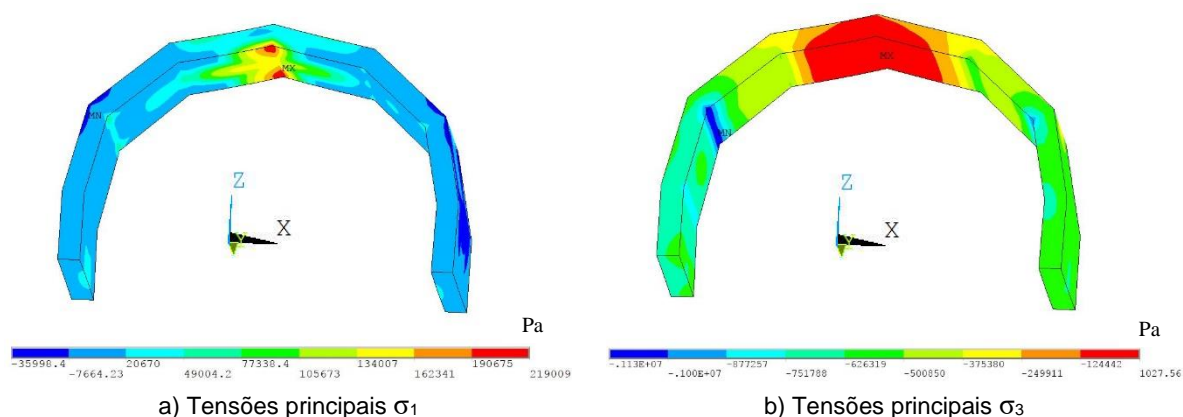


Figura 80 - Deformada da estrutura com mapa das tensões principais sob a ação do cenário de carga 2.



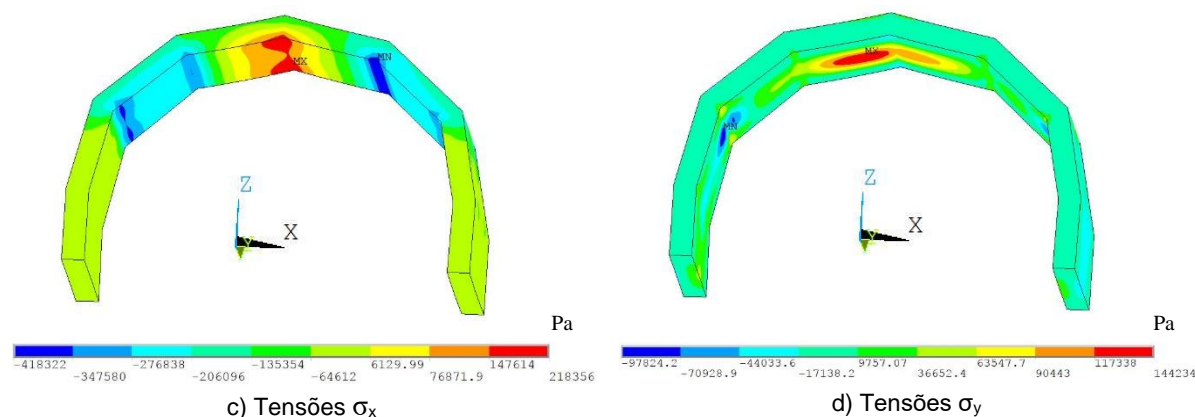


Figura 81 - Mapa das tensões principais e segundo Y sob a ação do cenário de carga 2.

5.3.2. COMPORTAMENTO EM SERVIÇO COM DIFERENTES CARACTERÍSTICAS DOS MATERIAIS

Com o intuito semelhante ao que foi feito com o programa RING, foi aqui realizado um estudo para avaliar diferentes tipos de material de enchimento, procurando estudar que influência tem este material na resposta da ponte configurando um estudo teórico de um eventual reforço do enchimento das pontes com outros tipos de material. Foram considerados 2 tipos de material de enchimento, cujas propriedades foram obtidas através de ensaios laboratoriais e que se encontram em (Costa, 2009); as propriedades da alvenaria foram mantidas iguais à da ponte PK124. As propriedades do enchimento estão definidas na Tabela 15, para materiais constituídos por *tout venant* (TV) e cimento (estes em duas percentagens diferentes, 7% e 10%).

Tabela 15 – Propriedades dos materiais de enchimento avaliados.

Material	Módulo de Elasticidade [MPa]	Peso volúmico [kN/m ³]
Enchimento PK124	0.320	21.5
TV+7% cimento	0.680	21.5
TV+10% cimento	1.111	21.5

Na Tabela 16 estão os dados obtidos do ANSYS, fazendo variar o material de enchimento.

Tabela 16 – Dados da deformação e das tensões devido a variação dos materiais de enchimento.

Material	Carga	Def. (dz) (mm)		Tensões arco				Tensões no enchimento			
		dv	Δv [%]	σ_1	$\Delta \sigma_1$	σ_3	$\Delta \sigma_3$	σ_1	$\Delta \sigma_1$	σ_3	$\Delta \sigma_3$
				[MPa]	[%]	[MPa]	[%]	[MPa]	[%]	[MPa]	[%]
Enchimento PK124	PP	7.4	-	0.1	-	-0.9	-	0.04	-	-0.1	-
	PP+1P	8.6	-	0.2	-	-1.1	-	0.05	-	-0.1	-
TV+7% cimento	PP	6.8	-8.1	0.1	14.6	-0.8	-9.8	0.06	44.7	-0.2	-82.9
	PP+1P	7.8	-9.3	0.2	5.9	-1.0	-9.7	0.07	28.8	-0.2	-67.4
TV+10% cimento	PP	6.4	-13.5	0.1	26.0	-0.8	-17.3	0.07	71.1	-0.3	-165.0
	PP+1P	7.6	-11.6	0.2	11.8	-0.9	-17.4	0.08	53.8	-0.3	-143.0

Com a variação dos materiais de enchimento, foi possível verificar que houve um decréscimo da deformação vertical no coroamento do arco da ponte, e das tensões principais de compressão na zona do arco, contudo houve um acréscimo das tensões na zona do enchimento. A deformação passou de 8.6 mm com as propriedades da ponte PK124, para 7.8 mm e 7.6 mm com a variação do *tout-venant* e cimento para 7% e 10% respetivamente, o que deixa transparecer que quanto maior for a percentagem do cimento misturado com *tout-venant*, menor é a deformação vertical como seria expetável. Quanto às tensões de compressão na zona do arco, houve uma redução acentuada, uma vez que com as propriedades iniciais a tensão estava na ordem de 1130 kPa e passou para 933.25 kPa para a variação dos 10% do cimento, enquanto que quando as propriedades do material de enchimento são melhoradas, estes conseguem absorver mais tensão, ou seja, dos 134.83 kPa de tensão de compressão nas condições iniciais, aumentou para 310.4 kPa e 328.54 kPa, nas situações de 7% e 10% respetivamente.

5.3.3 ANÁLISE NÃO-LINEAR COM INCREMENTO DE CARGA

Para esta análise considerou-se o modelo 3D definido atrás com as propriedades da PK124. A alvenaria e o enchimento foram modelados com um modelo de comportamento não-linear baseado no critério de Drucker-Prager. O modelo de Drucker-Prager implementado no (ANSYS, 2012) é um modelo clássico elasto-plástico com endurecimento ou amaciamento linear, com plasticidade associada ou não associada sendo a função de cedência definida pela condição:

$$f(\sigma) = \sqrt{3J_2} + \phi I_1 = \sigma_y \quad (5)$$

onde I_1 é o primeiro invariante das tensões e J_2 o segundo invariante das tensões de desvio, σ representa o tensor das tensões, σ_y a tensão de cedência do material e ϕ o ângulo de atrito.

Na Figura 82, pode-se ver a superfície de cedência ao longo do plano definido pela tensão efetiva de desvio (q), e pelas tensões médias hidrostáticas, (p).

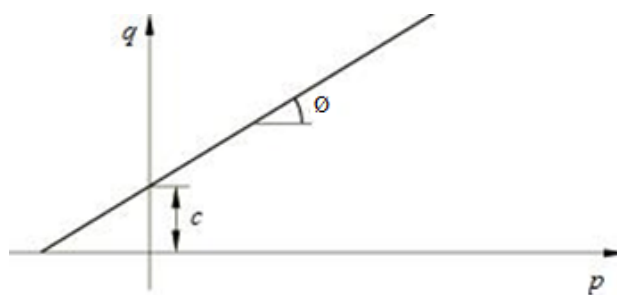


Figura 82 – Superfície de cedência do modelo de Drucker-Prager (Drucker and Prager, 1952)

Os dois principais parâmetros necessários para a definição do modelo de Drucker-Prager linear são, o ângulo de atrito e o valor da coesão (valor no qual a reta da superfície de cedência interseca o eixo Y). O valor de coesão (c), está relacionado (Drucker and Prager, 1952) com a tensão de cedência σ_y de acordo com a relação:

$$\sigma_y = \frac{6 \cos \emptyset}{(3 - \sin \emptyset)} c \quad (6)$$

O ângulo de atrito (\emptyset), descreve o declive da superfície de cedência. Existe um terceiro parâmetro que é o ângulo de dilatação (\emptyset_f), que representa o potencial do escoamento plástico. Se o $\emptyset = \emptyset_f$, diz-se que a plasticidade é associada.

As propriedades não-lineares (ângulo de atrito e coesão), consideradas para o material de enchimento e alvenaria e definidos a partir de trabalhos desenvolvidos para outras pontes conforme detalhados em (Costa et al., 2017) e (Silva et al., 2018), encontram-se descritas na Tabela 17.

Tabela 17 – Propriedades não-lineares.

	Ângulo de atrito [°]	Coesão [kpa]
Material de alvenaria	35.5	450
Material de enchimento	35.5	450

Numa primeira fase foi avaliada a resposta estrutural do modelo da ponte para o nível de carga do peso próprio e do veículo para o cenário de carga 2, mas com um nível de carregamento 1P. A Tabela 18, apresenta os valores correspondentes da resposta do modelo da ponte para a evolução do nível de carregamento de 1P até 5P. Os resultados mostram que para um nível de carregamento até 4P ainda não existem extensões plásticas, comportando-se o modelo da ponte apenas em regime linear. Para um nível de carregamento igual a 5P verifica-se o aparecimento de extensões plásticas no arco, marcando esse nível o início da evolução da plasticidade no modelo não-linear da ponte.

Tabela 18 – Parâmetros de resposta no modelo da ponte: valores máximos de deslocamentos, verticais, tensões principais e extensões plásticas.

Nível de carregamento	d_v [mm]	σ_1 [MPa]	σ_3 [MPa]	ϵ_{p1} [‰]	ϵ_{p3} [‰]
PP+1P	8.60	0.22	-1.13	0.000	0.000
PP+2P	9.87	0.32	-1.33	0.000	0.000
PP+3P	11.15	0.41	-1.53	0.000	0.000
PP+4P	12.44	0.51	-1.72	0.000	0.000
PP+5P	12.96	0.61	-1.92	0.002	-0.002

Na Figura 83 apresenta-se a distribuição das tensões principais máximas no arco para o nível de carregamento PP+5P (início da plasticidade). Para este nível o arco apresenta uma tensão principal máxima de 0.61 MPa e uma tensão principal mínima de -1.92 MPa. Na Figura 84 mostra-se a distribuição das extensões principais máximas para o nível de carregamento PP+5P. Como se pode ver pela Figura 84, evidenciando que estas se concentram na zona do intradorso nos vértices do arco alinhado com a zona

da aplicação da carga. Nesta fase a sua dispersão ainda é muito reduzida e os valores também muito reduzidos, na ordem de 0.002 ‰.

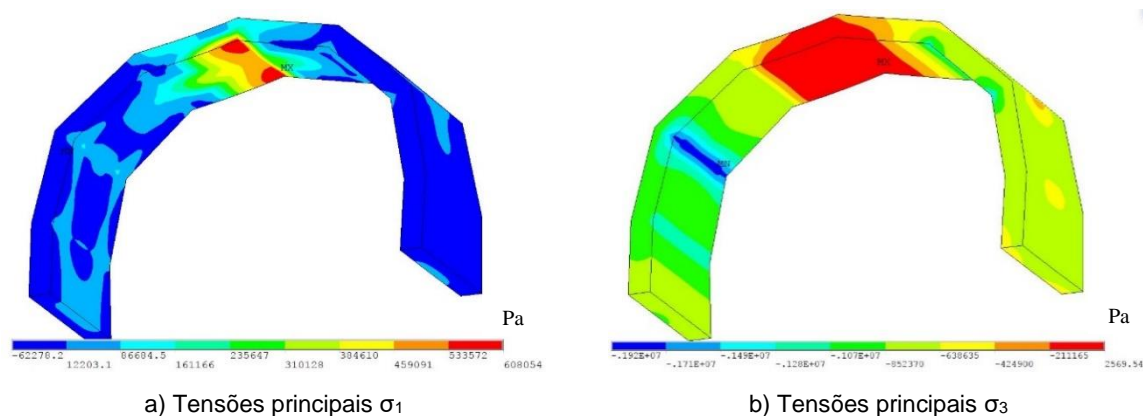


Figura 83 – Distribuição de tensões no arco para o nível de carregamento PP+5P.

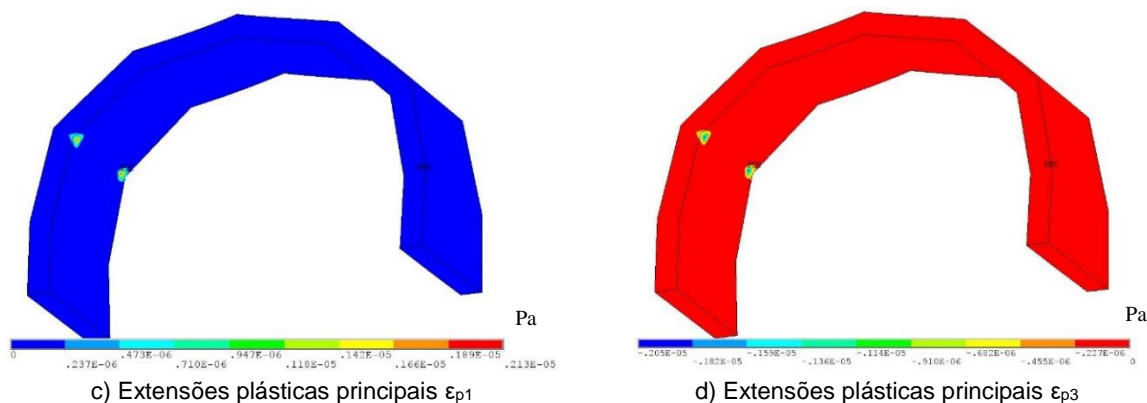


Figura 84 – Distribuição das extensões plásticas no arco para o nível de carregamento PP+5P.

A resposta estrutural do modelo da ponte, em termos de tensões máximas, para um nível de carregamento igual a PP+20P, o máximo nível de carregamento atingido compatível com a convergência do modelo, é apresentada na Tabela 19. Para cada elemento estrutural da ponte, arco, muro-tímpano e enchimento, são apresentados os valores de deslocamento máximo e tensões principais máximas. Para comparação os resultados dos níveis de intensidade de carga 1P, 5P, 10P e 15P são também incluídos na Tabela 19.

Tabela 19 – Parâmetro de resposta no arco e nos tímpanos: deslocamentos e tensões principais.

Nível de carregamento	Elemento	d_v [mm]	σ_1 [MPa]	σ_3 [MPa]
PP+1P	Arco	8.60 (dz)	0.2	-1.1
	Tímpano	0.21 (dy)	0.2	-0.7
	Enchimento	8.60 (dz)	0.05	-0.1
PP+5P	Arco	12.96 (dz)	0.6	-1.9
	Tímpano	0.49 (dy)	0.5	-1.1
	Enchimento	13.70 (dz)	0.1	-0.4
PP+10P	Arco	18.84 (dz)	0.6	-2.6
	Tímpano	0.91 (dy)	0.6	-1.8
	Enchimento	20.36 (dz)	0.3	-0.8
PP+15P	Arco	26.27 (dz)	0.6	-3.5
	Tímpano	1.5 (dy)	0.7	-2.3
	Enchimento	28.50 (dz)	0.4	-1.2
PP+20P	Arco	38.15 (dz)	0.6	-4.3
	Tímpano	2.60 (dy)	0.6	-3.0
	Enchimento	40.95 (dz)	0.4	-1.6

Na Figura 85 apresenta-se a distribuição das tensões principais máximas na configuração deformada do modelo da ponte para o nível de carregamento máximo PP+20P. Na Figura 86 apresenta-se a distribuição das tensões principais máximas na configuração deformada numa sub-estrutura do modelo da ponte composta pelo arco, o muro-tímpano e o enchimento, onde se pode ver com mais detalhe a distribuição de tensões. Para este nível as tensões máximas encontram-se no arco, apresentando um valor de 0.64 MPa de tensão principal máxima e de -4.25 MPa e para uma tensão principal mínima conforme assinalados na figura.

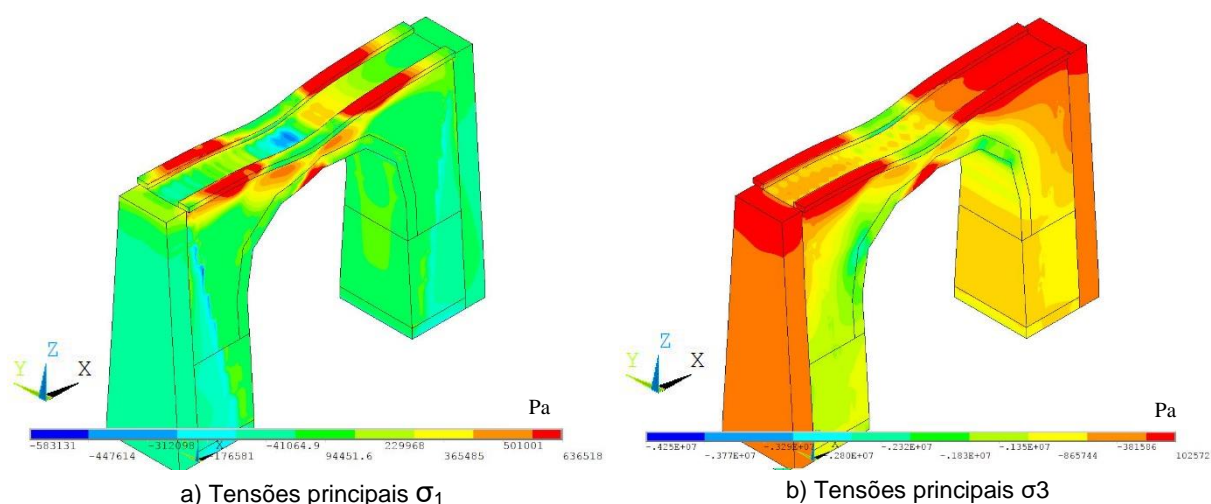


Figura 85 – Distribuição de tensões na configuração deformada da ponte para o nível de carregamento PP+20P.

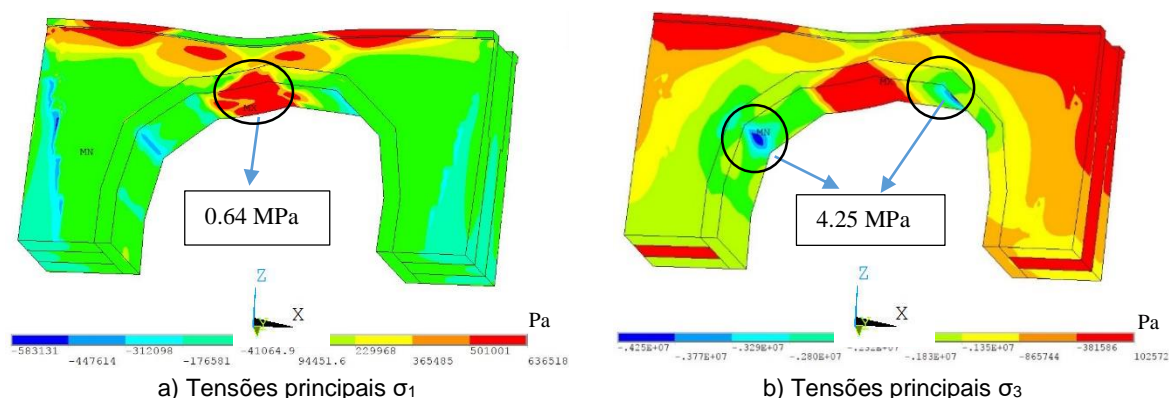


Figura 86 - Distribuição de tensões na configuração deformada da subestrutura (arco + tímpano + enchimento), para o nível de carregamento PP+20P.

O deslocamento máximo no coroamento do arco é cerca de 40 milímetros. Para este nível de intensidade de carregamento (20P) a alvenaria do arco e dos muros de tímpano exibem não-linearidade, conforme detalhado nos seguintes parágrafos pela análise da evolução das extensões plásticas. Na Figura 86 encontra-se assinalado no arco o local de formação de uma rótula plástica, onde toda a zona do coroamento do arco já se encontra com níveis de tração elevados, e duas zonas no intradorso do arco com valores elevados de tensões de compressão, que podem indiciar locais de formação de rótulas plásticas.

Da Tabela 20, é possível concluir que a deformação vertical do arco com o incremento da intensidade da carga aumenta de forma significativa, atingindo 38.15 milímetros quando a intensidade é 20 vezes a carga do modelo LM71, enquanto que o deslocamento máximo registrado nos muros de tímpano é de 2.6 milímetros, não sendo um valor expressivo. No que diz respeito as tensões principais de tração σ_1 , evoluem até 0.64 MPa, (sendo este valor muito elevado para este tipo de tensão), mantendo-se constante a partir desse valor, ao passo que as tensões principais de compressão σ_3 , aumentam com a intensidade de carga aplicada no arco e nos muros-tímpano, chegando a -4.25 MPa e -3.0 MPa respetivamente.

Tabela 20 – Parâmetro de resposta no arco e nos tímpanos: deslocamentos e extensões plásticas principais.

Nível de Carregamento	Elemento	d_v [mm]	ϵ_{p1} [‰]	ϵ_{p3} [‰]
PP+1P	Arco	8.60 (dz)	0.000	0.000
	Tímpano	0.21 (dy)	0.000	0.000
	Enchimento	8.60 (dz)	0.000	0.000
PP+5P	Arco	12.96 (dz)	0.002	-0.002
	Tímpano	0.49 (dy)	0.014	-0.009
	Enchimento	13.70 (dz)	0.000	0.000
PP+10P	Arco	18.84 (dz)	0.440	-0.256
	Tímpano	0.91 (dy)	0.396	-0.257
	Enchimento	20.36 (dz)	0.000	0.000
PP+15P	Arco	26.27 (dz)	0.875	-0.795
	Tímpano	1.5 (dy)	1.018	-0.861
	Enchimento	28.50 (dz)	0.000	0.000
PP+20P	Arco	38.15 (dz)	1.779	-1.662
	Tímpano	2.60 (dy)	2.266	-1.715
	Enchimento	40.95 (dz)	0.092	-0.081

Apresenta-se na Figura 87 o gráfico da evolução do nível de carregamento com os correspondentes deslocamentos verticais provocados.

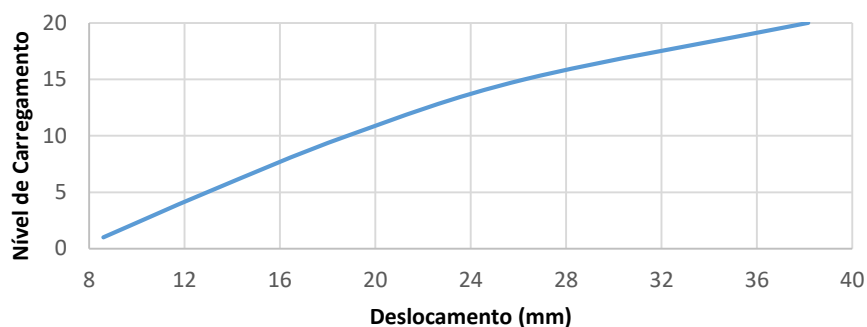


Figura 87 – Gráfico da evolução dos deslocamentos com o aumento do nível de carregamento.

Na Figura 88 está apresentada a evolução das extensões plásticas no modelo global da ponte, para os níveis de carga PP+10P e PP+20P.

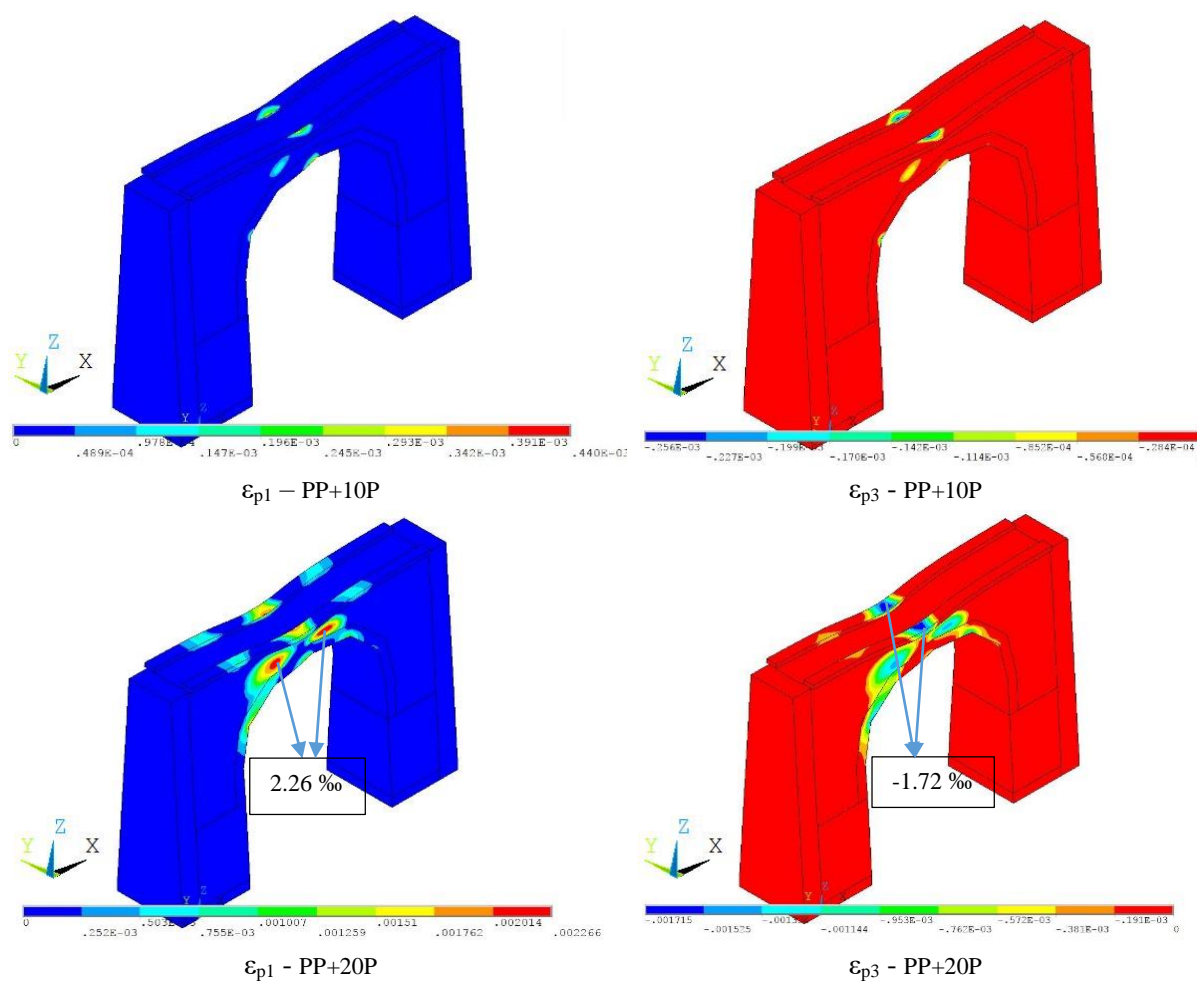


Figura 88 – Evolução das extensões plásticas no modelo global.

Fazendo uma análise à evolução das extensões plásticas entre os níveis de carregamento 10P e 20P, pode-se dizer que as extensões plásticas no arco e muros-tímpano evoluem significativamente com o aumento do carregamento, pois no nível 20P atingem valores que são cerca de 3 a 5 vezes maiores do que no nível 10P. Na zona dos muros-tímpano para nível de carregamento 10P, são visíveis deformações plásticas na parte superior na zona do meio vão da ponte e no muro lateral na zona alinhada com a aplicação da carga. Para nível 20P verifica-se na parte superior dos muros tímpano um aumento das zonas plastificadas referidas atrás, atingindo -1.72 ‰ de extensão máxima, e o aparecimento de zonas plastificadas a cerca dos quartos de vão e na zona lateral, em locais simétricos em relação ao meio vão, duas zonas com significativas extensões plásticas, atingindo um máximo de 2.26 ‰. Ao nível do enchimento este comporta-se de forma linear até ao nível de carregamento 15P, e só se verificam deformações plásticas aí no nível 20P, ainda que de forma pouco significativa.

Na Figura 89 apresenta-se a evolução das extensões plásticas apenas no arco. No nível de carregamento 20P verifica-se a existência de 3 zonas de concentração de deformações plásticas, a mais significativa localizada sobre o ponto de aplicação da carga, outra sobre o meio vão e uma terceira aproximadamente no quarto de vão. O valor máximo obtido de extensão plástica no arco é de 1.78‰. No nível máximo de carregamento de carga assinalam-se no arco os locais de possível formação de rótulas plásticas conforme já era evidenciado pelos mapas das tensões no arco.

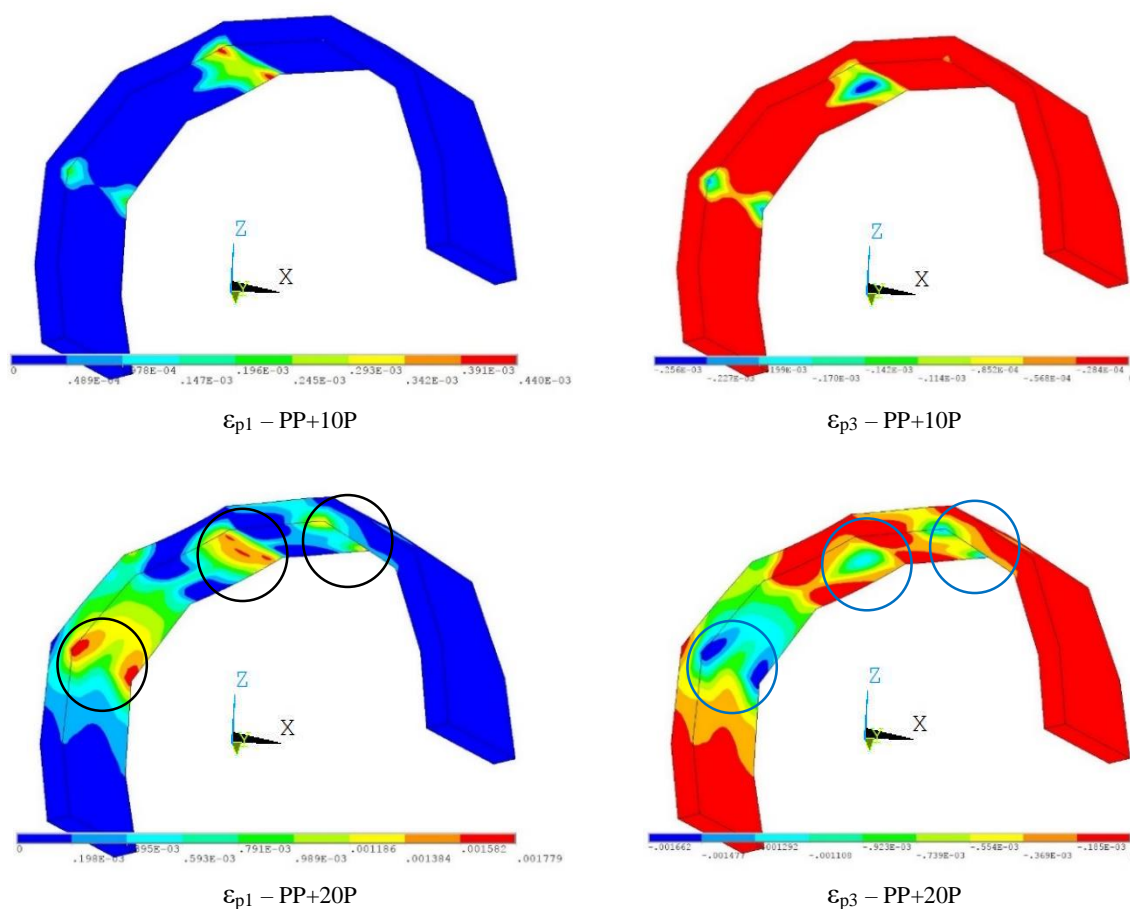


Figura 89 – Evolução das extensões plásticas no arco.

Os resultados da deformação plástica na direção Y (direção transversal da ponte), apresentada na Figura 90, permite verificar que os muros-tímpano são influenciados por movimentos transversais. As correspondentes deformações plásticas máximas ϵ_{py} , localizam-se perto da zona da aplicação da carga e em direção ortogonal. Isto evidencia que a plasticidade ocorre também devido a transmissão dos impulsos horizontais associados com o comportamento da ponte na direção transversal. O valor máximo que se obteve para a extensão plástica nos muros de tímpano é de 1.3‰.

Na direção Z, a extensão plástica ϵ_{pz} , apresentada na Figura 90, tem o valor máximo na parte superior do tímpano da zona central na ordem de 1.5‰.

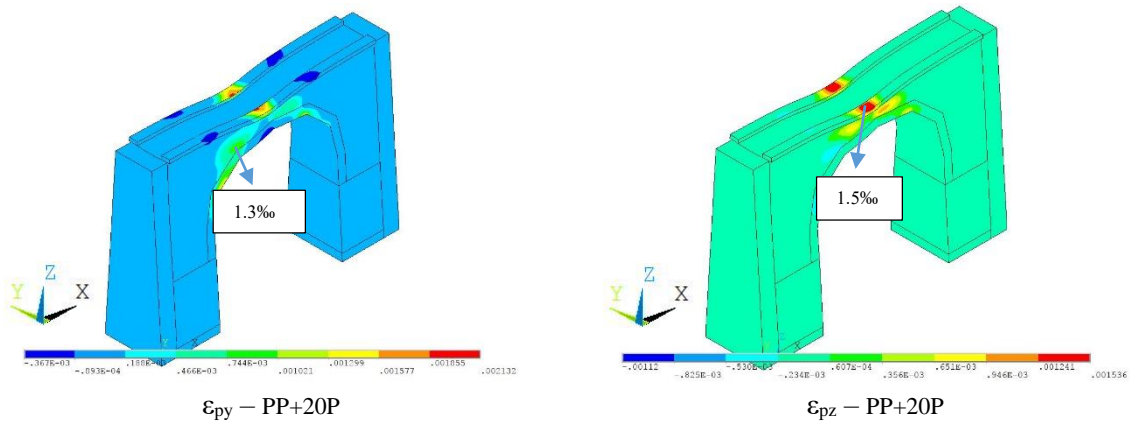


Figura 90 – Distribuição das extensões plásticas segundo as direções Y e Z, no modelo global.

Ao nível do arco, Figura 91, na direção Z a extensão plástica ϵ_{pz} é de 1.12‰, enquanto que na direção Y, é de 1.7‰. Na zona central do intradorso do arco (ao longo do eixo médio) que pode se ver na Figura 91, verifica-se existência de extensões consideráveis na direção Y, que poderão levar a ocorrência de abertura de juntas. Na direção Z, as extensões acompanham a deformada do arco.

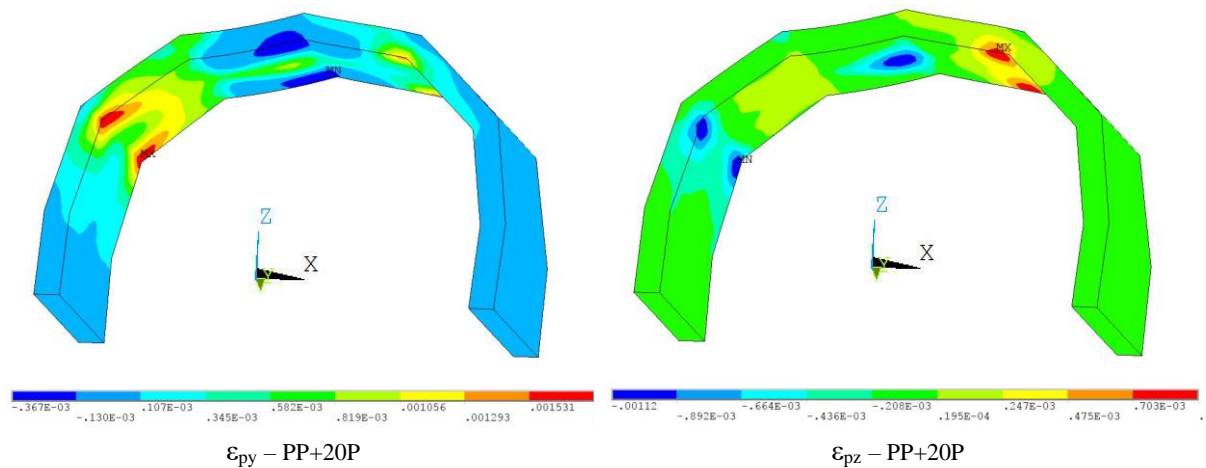


Figura 91 – Distribuição das extensões plásticas as direções Y e Z, no arco.

5.3.4. ANÁLISE PARAMÉTRICA DA INFLUÊNCIA DOS PARÂMETROS NÃO-LINEARES.

Havendo alguma incerteza sobre os valores a adotar nos parâmetros que definem o modelo de Drucker-Prager para o material de alvenaria e do enchimento, procurou-se através de uma análise paramétrica avaliar a sensibilidade dos parâmetros a adotar na resposta do modelo 3D da ponte. Os parâmetros em estudo são o ângulo de atrito, a coesão e o ângulo de dilatância (nesta análise apenas se considerou para o caso da alvenaria).

Para tal foram definidos intervalos com base nos valores médios usados no subcapítulo anterior referente ao modelo da ponte PK124, definindo um limite inferior e outro superior de valores para esses mesmos parâmetros, de modo a abranger uma gama de valores que sejam representativos dos materiais encontrados neste tipo de pontes.

Na Tabela 21, são listados os intervalos de valores definidos para cada parâmetro analisado e o respetivo coeficiente de variação. O valor médio de cada parâmetro corresponde ao caso do modelo da ponte PK124. O modelo 1, corresponde a análise com os valores médios dos parâmetros, enquanto que os outros modelos correspondem a análise com valores médios, apenas variando o valor do parâmetro em questão.

Tabela 21 – Parâmetros definidos para a análise de sensibilidade.

Parâmetro	Valor inferior	Valor médio	Valor superior	Coef. variação
Alvenaria				
Ângulo de atrito	28° (modelo 2)	35.5°	42° (modelo 3)	20%
Coesão	225 kPa (modelo 4)	450 kPa	675 kPa (modelo 5)	50%
Ângulo de dilatância	8.88° (modelo 6)	17.75°	26.60° (modelo 7)	50%
Enchimento				
Ângulo de atrito	28° (modelo 8)	35.5°	42° (modelo 9)	20%
Coesão	225 kPa (modelo 10)	450 kPa	675 kPa (modelo 11)	50%

Para este estudo foi considerado o mesmo modelo de carga, modelo LM71, e aplicado na posição de carga do cenário 2, igual às análises anteriores. Na Tabela 22 são apresentados os resultados obtidos para cada variação de parâmetro do material da alvenaria, com a respetiva designação de acordo com a Tabela 21, e os respetivos valores da resposta do modelo da ponte em termos de tensões e extensões principais no arco. O modelo 1, com os valores médios, foi também introduzido na tabela para termo de comparação.

Tabela 22 – Resultados da variação dos parâmetros da alvenaria no arco.

	Parâmetro variado	Nível de carga	d_v (mm)	σ_1 [MPa]	σ_3 [MPa]	ϵ_{p1} [‰]	ϵ_{p3} [‰]
Modelo 1	-	20 P	38.15	0.6	-4.3	1.8	-1.7
Modelo 2	ângulo atrito	24.5 P	72.52	0.7	-4.2	6.3	-5.6
Modelo 3	ângulo atrito	12 P	21.49	0.6	-3.0	0.8	-0.5
Modelo 4	coesão	7 P	17.30	0.3	-2.0	0.7	-0.7
Modelo 5	coesão	30 P	52.58	0.9	-6.0	2.3	-2.1
Modelo 6	dilatância	11 P	20.20	0.6	-2.7	0.6	-0.5
Modelo 7	dilatância	29.75 P	82.93	0.6	-6.3	8.4	-5.6

Para o nível máximo atingido de carregamento 30P, no modelo 5 (coesão de 675 kPa), são apresentadas na Figura 92 e Figura 93, a distribuição de extensões nas direções principais e segundo as direções Y e Z para o arco. Por comparação com o nível de carregamento 20 P, são aqui também identificadas as mesmas zonas do arco com elevadas deformações plásticas apenas com valores superiores de deformação.

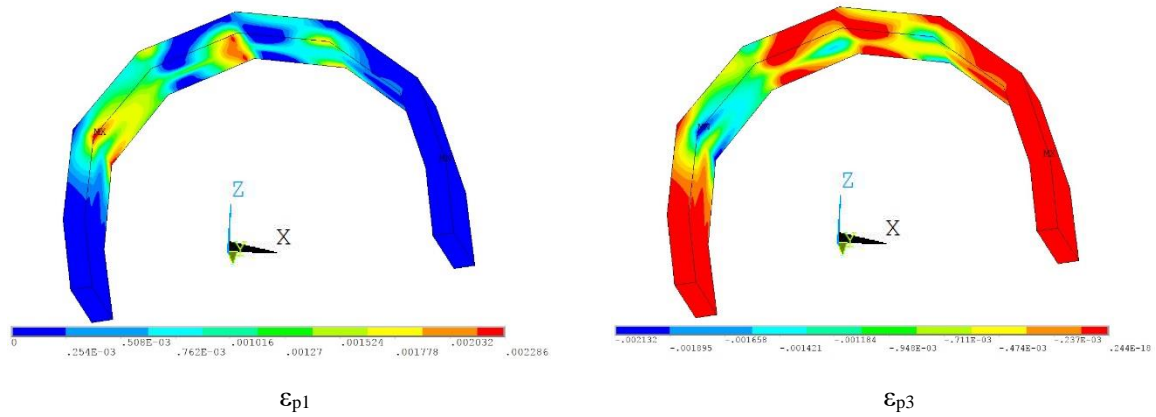


Figura 92 – Mapa das extensões principais no arco para o nível de carregamento 30P.

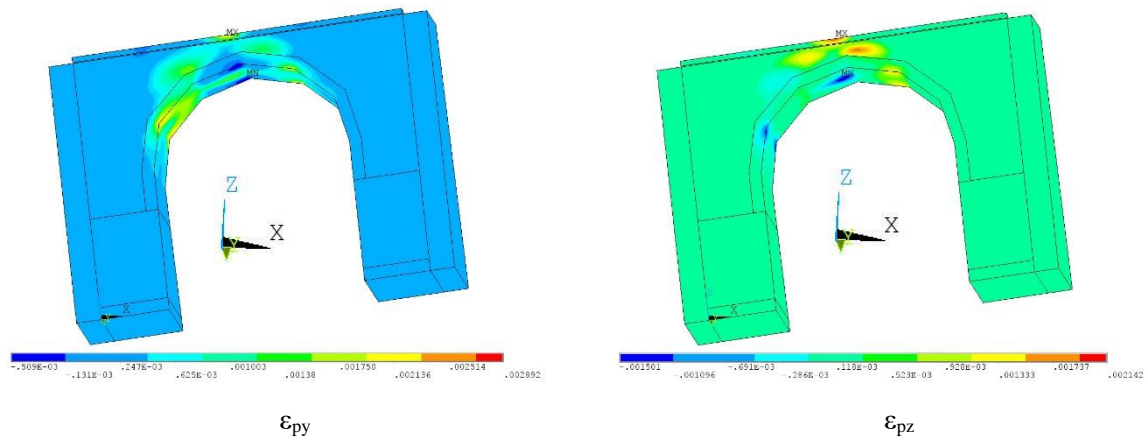


Figura 93 - Mapa das extensões nas direções Y e Z no modelo global para o nível de carregamento 30P.

Similarmente à análise feita no ponto 5.2 usando o programa RING, foram construídos três gráficos (Figura 94, Figura 95 e Figura 96), para avaliar o nível de carga atingido e as extensões principais plásticas no arco, devido à variação dos parâmetros de alvenaria.

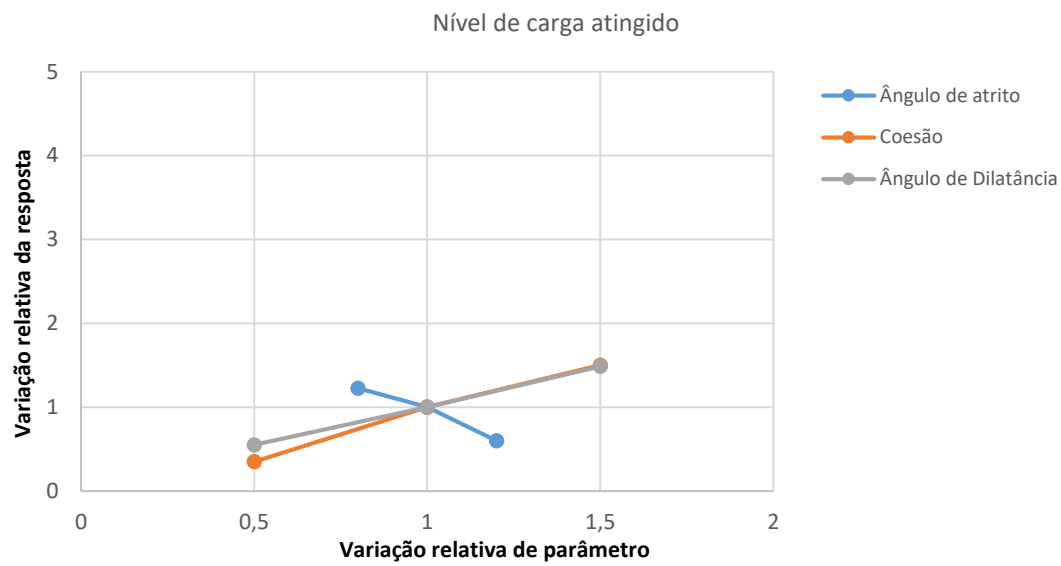


Figura 94 – Gráfico do nível de carga atingido para análise da influência dos parâmetros de alvenaria.

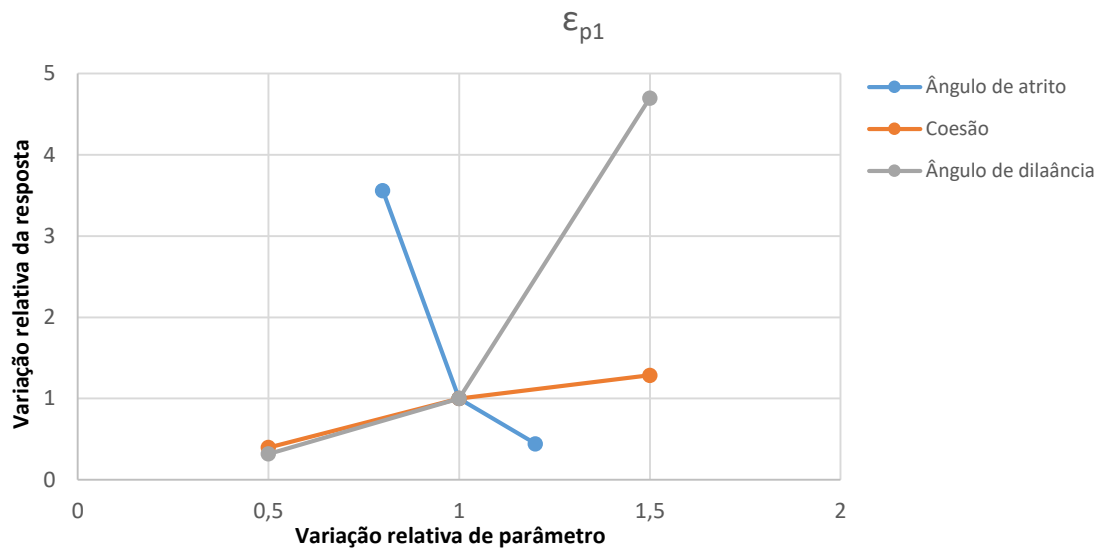


Figura 95 – Gráfico da extensão plástica principal ϵ_{p1} , para análise da influência dos parâmetros de alvenaria.

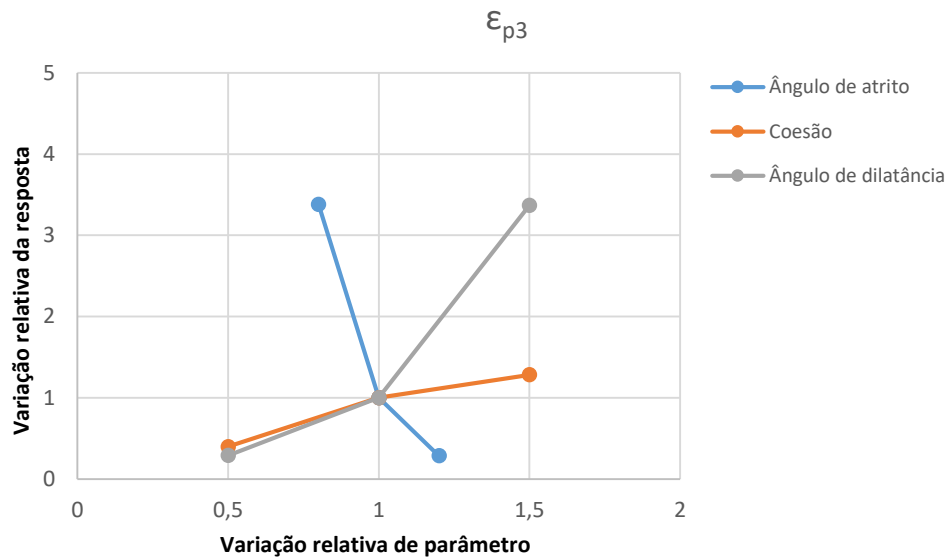


Figura 96 - Gráfico da extensão plástica principal ϵ_{p3} , para análise da influência dos parâmetros de alvenaria.

Analisando o gráfico da Figura 94, verifica-se que quando o ângulo de atrito é inferior ao valor médio, consegue-se atingir níveis de carga superiores pela convergência do modelo, e quando o ângulo de atrito é superior ao médio, níveis de carga inferiores. Quando se analisa a coesão, verifica-se uma proporcionalidade quase direta com a capacidade do modelo da ponte, acontecendo o mesmo com a influência da dilatância. É de realçar que os três parâmetros possuem um comportamento de variação linear bastante forte.

Analisando o comportamento das extensões plásticas principais (ϵ_{p1} , ϵ_{p3}) nas Figura 95 e Figura 96, verifica-se que estas tendem a aumentar quando o ângulo de atrito diminui, ao invés aumentam quando os parâmetros da coesão e do ângulo da dilatância são aumentados. Este aumento é muito pronunciado no caso de uma variação positiva no ângulo de dilatância. Pela análise dos três gráficos salienta-se o comportamento inverso provocado por uma variação do ângulo de atrito na resposta do modelo da ponte em relação à coesão e ao ângulo de dilatância.

À semelhança da Tabela 22, são apresentados na Tabela 23 os resultados obtidos para cada variação de parâmetro do material da enchimento, com a respetiva designação de acordo com a Tabela 21, e os respetivos valores da resposta do modelo da ponte em termos de tensões e extensões principais no arco. O modelo 1, com os valores médios, foi também introduzido na tabela para termo de comparação.

Tabela 23 - Resultados da variação dos parâmetros do enchimento no arco.

	Parâmetro variado	Nível de carga	dv (mm)	σ_1 [MPa]	σ_3 [MPa]	ϵ_{p1} [‰]	ϵ_{p3} [‰]
Modelo 1	-	20 P	38.15	0.640	-4.250	1.779	-1.662
Modelo 8	ângulo atrito	20.25 P	38.60	0.614	-4.290	1.813	-1.693
Modelo 9	ângulo atrito	23.75 P	50.79	0.646	-4.760	2.720	-2.650
Modelo 10	coesão	18.25 P	34.82	0.624	-4.010	1.430	-1.340
Modelo 11	coesão	25 P	54.88	0.638	-4.930	3.320	-3.110

De igual modo, com base nos resultados obtidos na Tabela 23, analisaram-se através dos gráficos (Figura 97, Figura 98 e Figura 99), o nível de carga atingido e as extensões plásticas principais no arco, devido a variação dos parâmetros do enchimento.

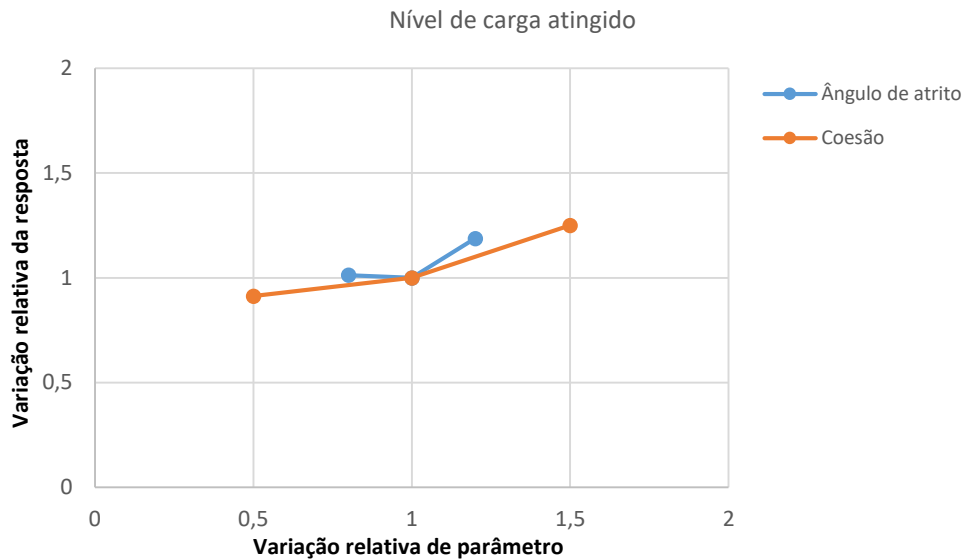


Figura 97 - Gráfico do nível de carga atingido para análise da influência dos parâmetros de enchimento.

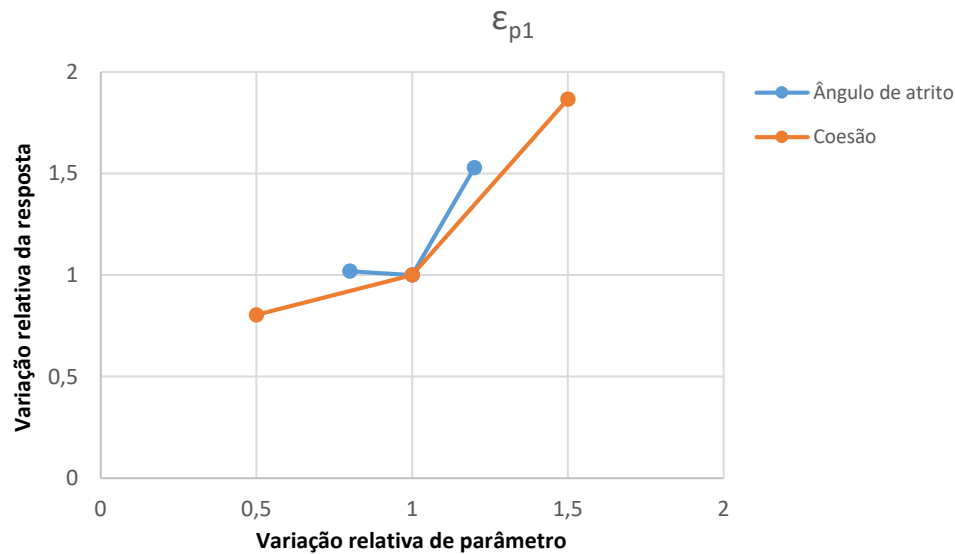


Figura 98 - Gráfico da extensão plástica principal ϵ_{p1} , para análise da influência dos parâmetros de enchimento.

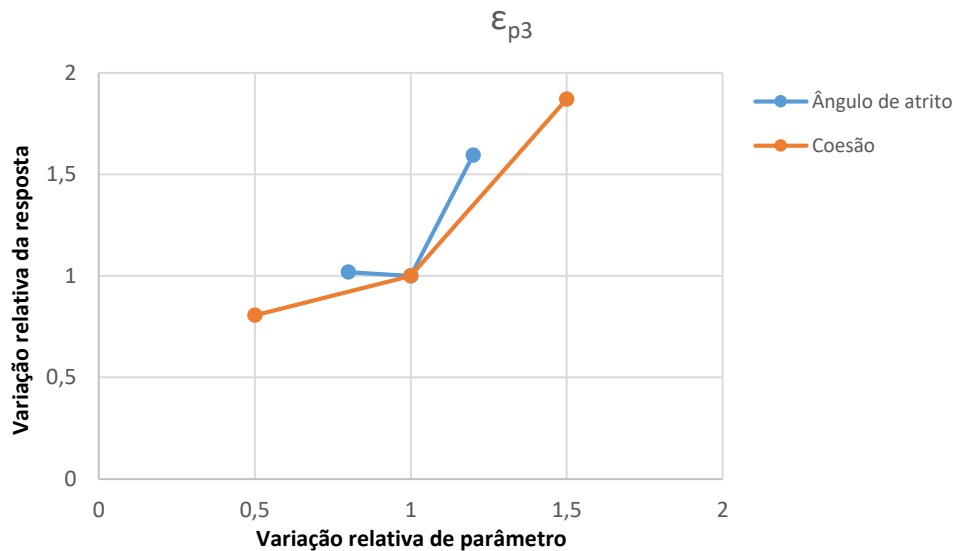


Figura 99 - Gráfico da extensão plástica principal ϵ_{p3} , para análise da influência dos parâmetros de enchimento.

Pela análise do gráfico da Figura 97, o nível de carga atingida por questões de convergência do modelo, não varia significativamente além do valor médio usando as propriedades médias. A variação do ângulo de atrito parece indicar uma maior capacidade do modelo, e o valor da coesão parece indicar uma correlação mais linear.

No que se refere às extensões plásticas principais, é visível nas Figura 98 e Figura 99, que o parâmetro da coesão tem uma variação na resposta do modelo mais linear do que o parâmetro do ângulo de atrito. Ambos apresentam variações significativas de deformações plásticas quando variados, e no caso do ângulo de atrito este provoca um aumento das extensões principais quando é diminuído ou aumentado.

5.4. COMPARAÇÃO ENTRE OS RESULTADOS DO RING E ANSYS

Tendo feito as análises paramétricas com auxílio do RING e do ANSYS, foi possível estabelecer alguns pontos de comparação, pois as propriedades usadas foram da ponte ao PK124. No RING os parâmetros dos materiais da alvenaria mostraram ter pouca influência na resposta do modelo, enquanto que no ANSYS estes possuem mais importância, apesar do parâmetro relativo ao atrito ter uma relação inversa a do RING. No que diz respeito aos parâmetros dos materiais de enchimento, os do RING tiveram mais expressão na resposta do modelo do que os do ANSYS.

Devido às diferenças entre os dois programas não foi possível comparar os parâmetros da geometria que revelam ser bastante preponderantes, pois o RING usa a teoria da análise limite e limita-se a calcular apenas em duas direções, ao mesmo tempo que o ANSYS usa o Método dos Elementos Finitos (MEF) e calcula modelos tridimensionais, apesar de se ter analisado estes parâmetros no RING. Ainda no que tange as diferenças entre os programas pode-se realçar a falta de informações sobre os deslocamentos, tensões e extensões por parte do RING, que impossibilitam as devidas comparações.

6

CONCLUSÕES

6.1. CONCLUSÕES GERAIS

Nesta dissertação procurou-se fazer um estudo experimental e numérico de uma ponte em arco de alvenaria de pedra, por forma a se compreender melhor a avaliação do comportamento estrutural deste tipo de pontes, associado a diferentes níveis de carga devidos à exploração ferroviária. Para tal a ponte foi simulada numericamente por um modelo simplificado 3D de elementos finitos, desenvolvido em ANSYS, no qual as diferentes componentes da ponte são representadas por materiais homogéneos. As propriedades dos materiais atribuídas foram baseadas em ensaios experimentais de materiais realizados em estruturas semelhantes de alvenaria de pedra.

Inicialmente, estava previsto fazer uma caracterização experimental da ponte do Leça, caracterização essa que seria global, com ensaios de vibração ambiental e ao nível do material, com ensaios de caracterização da alvenaria e do enchimento. Por motivos alheios a este trabalho o seu agendamento não foi possível dentro da janela de tempo previsto para a realização desta dissertação e por conseguinte não foi possível concretizar todos esses objetivos. Ainda assim foi possível a realização do ensaio de vibração ambiental, permitindo a identificação de modos de vibração da ponte do Leça, que servirão de base para uma posterior calibração do modelo numérico, que não foi possível realizar no espaço de tempo para a realização desta dissertação.

Não existindo informação sobre as propriedades dos materiais da ponte do Leça, foram adotadas as propriedades de uma ponte de características e ano de construção semelhantes. Para tal usou-se o exemplo da passagem hidráulica ao PK 124 da linha do Minho, uma ponte ferroviária com um único arco de 8 metros de vão e muros-ala, cujos dados dos parâmetros dos materiais estão disponíveis. Uma série de estudos paramétricos foi realizada por forma a avaliar a resposta do modelo numérico da ponte para vários cenários de propriedades de material com recurso a dois programas de análise estrutural com características distintas (RING e ANSYS) e fazendo uma comparação da aplicação de cada um deles.

Através da aplicação do software RING à ponte do Leça, foi possível visualizar modos de rotura da ponte aplicando o modelo de carga LM71, e identificar as posições de carga mais desfavoráveis. Foi obtido um fator de segurança da ordem de 10 para a posição mais desfavorável. A análise de sensibilidade, permitiu perceber qual o efeito dos parâmetros dos materiais no comportamento estrutural da

ponte, concluindo que os parâmetros geométricos e do enchimento analisados são os que mais influenciam a resposta da ponte. Na análise com o modelo 3D de elementos finitos desenvolvido em ANSYS, foi possível comparar as respostas numéricas da ponte para o peso próprio e diferentes níveis de carregamento vertical representado um carregamento estático de um veículo ferroviário, usando o modelo de carga LM71. Adotando um modelo não-linear de Drucker-Prager para o material de alvenaria e de enchimento da ponte, procurou-se detetar a formação de rótulas plásticas no arco da ponte e identificar correspondentes níveis de carregamento vertical. Esta análise permitiu identificar 3 zonas de vulnerabilidade no arco e 2 zonas nos muros tímpano associados a dois modos de rotura de pontes de arco de alvenaria de pedra, o mecanismo de rótulas no arco e o comportamento para fora do plano dos muros tímpano. Adicionalmente, foi realizado um estudo de sensibilidade dos parâmetros não-lineares adotados.

Para o nível de carregamento máximo, limitado por questões de convergência do modelo numérico, não foi possível obter um cenário de mecanismo de rotura convencional. Contudo, foi possível analisar a resposta da ponte em termos de distribuição de tensões e deformações plásticas para níveis elevados de multiplicadores da carga, como seria de esperar de uma ponte de alvenaria. O máximo multiplicador aplicado à carga LM71 foi de 20.

6.2. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

Para desenvolvimentos futuros ao trabalho aqui desenvolvido, de seguida são apresentados alguns tópicos que devem ou podem ser explorados:

- Tratamento dos resultados experimentais do ensaio experimental de identificação dinâmica da ponte do Leça, com o objetivo da identificação de modos de vibração adicionais, dado as limitações para a conclusão deste objetivo no tempo previsto da dissertação.
- Calibração e otimização do modelo numérico da ponte do Leça com base nos resultados do ensaio experimental de identificação dinâmica, usando estratégias de otimização para a calibração das propriedades do modelo numérico.
- Maior exploração dos programas GID e ANSYS, com o objetivo de refinar a malha nas zonas mais deformáveis da ponte (ex, o arco e tímpanos), de modo a se obter uma melhoria na representatividade do comportamento estrutural, para níveis de carga bastante elevadas, em que existe uma grande deformação dos elementos finitos do modelo numérico nessas zonas.
- Implementação de um modelo de Drucker-Prager com uma limitação (em compressão) no modelo da ponte em ANSYS e com a calibração dos parâmetros adicionais a adotar, o que representaria melhor o comportamento dos materiais da ponte do Leça.

BIBLIOGRAFIA

- 1966-1-1, E. 2005. Eurocode 6: Design of Masonry Structures—Part 1-1: General Rules for Reinforced and Unreinforced Masonry Structures. *Comité Européen de Normalisation: Brussels, Belgium*.
- ÁLAMO, J. A. M.-C. 2001. *Análisis estructural de puentes arco de fábrica: Criterios de comprobación*. Caminos.
- ALBERTI, L. B. 1452. *De re aedificatoria*, Ediciones Akal.
- ALLEMANG, R. J. 2003. The modal assurance criterion—twenty years of use and abuse. *Sound and vibration*, 37, 14-23.
- ANSYS 2012. ANSYS mechanical APDL theory reference. *Documentation for Ansys*.
- AUTODESK 2018. *AUTOCAD 2018*, U.S., Autodesk Inc.
- BIĆANIĆ, N., STIRLING, C. & PEARCE, C. 2003. Discontinuous modelling of masonry bridges. *Computational Mechanics*, 31, 60-68.
- BRIDGES, S. 2004. European railway bridge demography. *Sustainable Bridges—Assessment for Future Traffic Demands and Longer Lives*.
- BROOKES, C. & COLLINGS, M. 2003. Archtec—Verification of Structural Analysis. *Gifford and Partners*.
- CEN, E. 2003. 1: Actions on structures-Part 2: Traffic loads on bridges. *EN 1991: 2*, 6, 2003.
- CODE, U. 1994. 778-3R: Recommendations for the assessment of the load carrying capacity of existing masonry and mass-concrete arch bridges. *The International Union of Railways*.
- COSTA. 2009. *Análise numérica e experimental do comportamento estrutural de pontes em arco de alvenaria de pedra*. Tese de Doutoramento, FEUP.
- COSTA, C., JORGE, P., RIBEIRO, D., ARÊDE, A., CALÇADA, R. & SILVA, R. 2015. ENSAIOS DINÂMICOS DE PONTES FERROVIÁRIAS EM ALVENARIA DE PEDRA. *TECH ITT Volume 15 Número*, 15.
- COSTA, C., RIBEIRO, D., JORGE, P., SILVA, R., ARÊDE, A. & CALÇADA, R. 2016. Calibration of the numerical model of a stone masonry railway bridge based on experimentally identified modal parameters. *Engineering Structures*, 123, 354-371.
- COSTA, C., SILVA, R. & ARÊDE, A. 2017. Mechanical Characteristics Of Stone Masonry Bridges: Experimental Evaluation And Numerical Simulations. *3rd International Conference on PROTECTION OF HISTORICAL CONSTRUCTIONS* Lisbon, Portugal.
- COSTA, P. 2007. *Análise da Construção e do Comportamento duma Ponte de Pedra*. Tese de Mestrado, FEUP.
- CRISFIELD, M. 1985. Finite Element and Mechanism Methods for the Analysis of Masonry and Brickwork Arches. TRL - Transport Research Laboratory: TRL - Transport Research Laboratory.
- CUNDALL, P. A. A computer model for simulating progressive, large scale movement in blocky rock systems. Symp. ISRM, Nancy, France, Proceedings of the International Symposium on Rock Mechanics, 1971. 129-136.
- DE LA HIRE, P. 1712. Sur la construction des voûtes dans les édifices. *Mémoires de mathématique et de physique de l'Académie royale des sciences*.
- DE SANTIS, S. 2011. *Load-carrying capability and seismic assessment of masonry bridges*. Ph. D. Dissertation.
- DHANASEKAR, M., PAGE, A. & KLEEMAN, P. 1985. The failure of brick masonry under biaxial stresses. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers*, 79, 295-313.

- DRUCKER, D. C. & PRAGER, W. 1952. Soil mechanics and plastic analysis or limit design. *Quarterly of applied mathematics*, 10, 157-165.
- GILBERT, M. 1993. *The Behaviour of Masonry Arch Bridges Containing Defects*. PhD, University of Manchester.
- HAMID, A. A. & DRYSDALE, R. G. 1988. Flexural tensile strength of concrete block masonry. *Journal of Structural Engineering*, 114, 50-66.
- HEYMAN, J. 1969. The safety of masonry arches. *International Journal of Mechanical Sciences* 11.
- HUGHES, T. & BLACKLER, M. A review of the UK masonry arch assessment methods. Proceedings of the Institution of Civil Engineers: Structures and Buildings, 1997.
- JACKSON, P. 2004. Highways Agency BD on New Masonary Arch Bridges. 27th February 2004.
- JESUS, J. 2013. *Caraterização Geométrico-Estrutural de Pontes em Arco de Alvenaria na Região de Bragança*. Tese de Mestrado, Instituto Politécnico de Bragança.
- KHALAF, F. M. 2005. New Test for Determination of Masonry Tensile Bond Strength. *Journal of Materials in Civil Engineering*, Vol.17(6), pp.725-732.
- LEMOES, J. 1995. Assessment of the ultimate load of a masonry arch using discrete elements. *Computer methods in structural masonry*, 3, 294-302.
- LÉONARD, D. V. 1452. *I codici di Madrid*, Giunti-Barbèra.
- LOPES, N. 2012. *Inspeção de pontes ferroviárias em Arcos de Alvenaria*. Tese de Mestrado, Instituto Politécnico de Tomar.
- LOURENÇO, P. B. 1998. *Experimental and numerical issues in the modelling of the mechanical behavior of masonry*., University of Minho.
- MACHADO, P. 2004. *Caracterização Experimental da Resistência à Compressão de Alvenaria de Pedra*. Relatório de Projecto Individual da Licenciatura em Engenharia Civil, Escola de Engenharia da Universidade do Minho.
- MATOS, J. C. 2013. *Avaliação de Incertezas no Comportamento de Estruturas de Betão Armado e Mistas*. Tese de Doutoramento, Escola de Engenharia da Universidade do Minho.
- MAUNDER, E., BECKERS, P. & ZHONG, H.-G. 1993. Numerical comparison of several a posteriori error estimators for 2D stress analysis. *Revue européenne des éléments finis*, 2, 155-178.
- MEXE 1963. Military Engineering Experimental Establishment. Hampshire, U.K.
- MOHARNMADI, S., OWEN, D. & PERIC, D. 1998. A combined finite/discrete element algorithm for delamination analysis of composites. *Finite Elements in Analysis and Design*, 28, 321-336.
- MOREIRA, V. 2014. *Avaliação de Segurança de Pontes Existentes. Aplicação ao Viaduto Ferroviário de Durrães*. Tese de Mestrado, Universidade do Minho.
- MOREIRA, V. N., FERNANDES, J., MATOS, J. C. & OLIVEIRA, D. V. 2016. Reliability-based assessment of existing masonry arch railway bridges. *Construction and Building Materials*, 115, 544-554.
- NEIVA, D. 2016. *Análise estrutural de uma ponte ferroviária em alvenaria considerando novos critérios de robustez*. Tese de Mestrado, Universidade do Minho.
- OLIVEIRA, R., SILVA, F. & LOURENÇO, P. B. 2003. Paredes de alvenaria estrutural não armada dotadas de aberturas e submetidas a carregamento lateral. Relatório 03-DEC/E-13, Universidade do Minho, Guimarães, Portugal: Relatório 03-DEC/E-13, Universidade do Minho, Guimarães, Portugal.
- PIPPARD, A. J. S. 1948. The approximate estimation of safe loads on masonry bridges.

- PLATNER, S. B. 1929. *A topographical dictionary of ancient Rome*, London, Oxford University Press.
- PLUIJM, V. D. 1999. Out of Plane Bending of Masonry Behaviour and Strenght. Eindnove University of Technology.
- PROSKE, D. & VAN GELDER, P. 2009. *Safety of historical stone arch bridges*, Springer Science & Business Media.
- RIBEIRO, D., CALÇADA, R., DELGADO, R., BREHM, M. & ZABEL, V. 2012. Finite element model updating of a bowstring-arch railway bridge based on experimental modal parameters. *Engineering Structures*, 40, 413-435.
- RIBO, R., DE RIERA PASENAU, M. & ESCOLANO, E. 2002. GID home page. *International Center For Numerical Methods in Engineering (CIMNE)*.
- ROBERTI, G. M. & CALVETTI, F. Distinct element analysis of stone arches. Proceedings of the Second International Conference on Arch Bridges. Italy, Venice, 1998. 181-186.
- ROUXINOL, G., PROVIDÊNCIA, P. & LEMOS, J. Método dos elementos discretos 2D com elementos rígidos poligonais e circulares—Determinação de valores e vectores próprios. *Sísmica 2007–7º Congresso de Sismologia e Engenharia Sísmica* (Eds. Raimundo Delgado, Aníbal Costa e Xavier Romão), 2007. 295-296.
- SB 2007. Masonry Arch Bridges Background document D4.7.: Sustainable Development Global Change & Ecosystems Integrated Project. pp. 1-277.
- SCHLEGEL, R. 2004. Numerische Berechnung von Mauerwerkstrukturen in homogenen und diskreten Modellierungsstrategien.
- SERRA, M. 2013. *Modelação Numérica de Pontes de Alvenaria*. Tese de Mestrado, Universidade Nova de Lisboa.
- SILVA, R., COSTA, C. & ARÊDE, A. 2018. Numerical assessment of the load-carrying capacity of a masonry bridge *9th International Conference On Bridge Maintenance, Safety And Management - IABMAS 2018*. Austrália.
- STRACK, O. D. & CUNDALL, P. A. 1979. A discrete numerical model for granular assemblies. *geotechnique*, 29, 47-65.
- SVS, A. 2009. S," ARTeMIS Extractor Pro," ed. Denmark.
- THAVALINGAM, A., BICANIC, N., ROBINSON, J. & PONNIAH, D. 2001. Computational framework for discontinuous modelling of masonry arch bridges. *Computers & structures*, 79, 1821-1830.
- UIC776-1R 2006. 776-1 R. *Charges a prendre en consideration dans le calcul des ponts-rails*.
- UIC776-2R 2009. Code UIC 776-2R. *Ponts pour grandes et tres grandes*.
- VASCONCELOS, G. 2005. *Experimental investigations on the mechanics of stone masonry: Characterization of granites and behavior of ancient masonry shear walls*. PhD, Universidade do Minho.
- WANG, X. & HARVEY, W. Snap-through Buckling Analysis of Shallow Masonry Arches. Arch bridges: Proceedings of the First International Conference on Arch Bridges held at Bolton, UK on 3–6 September 1995, 1995. Thomas Telford Publishing, 417-426.